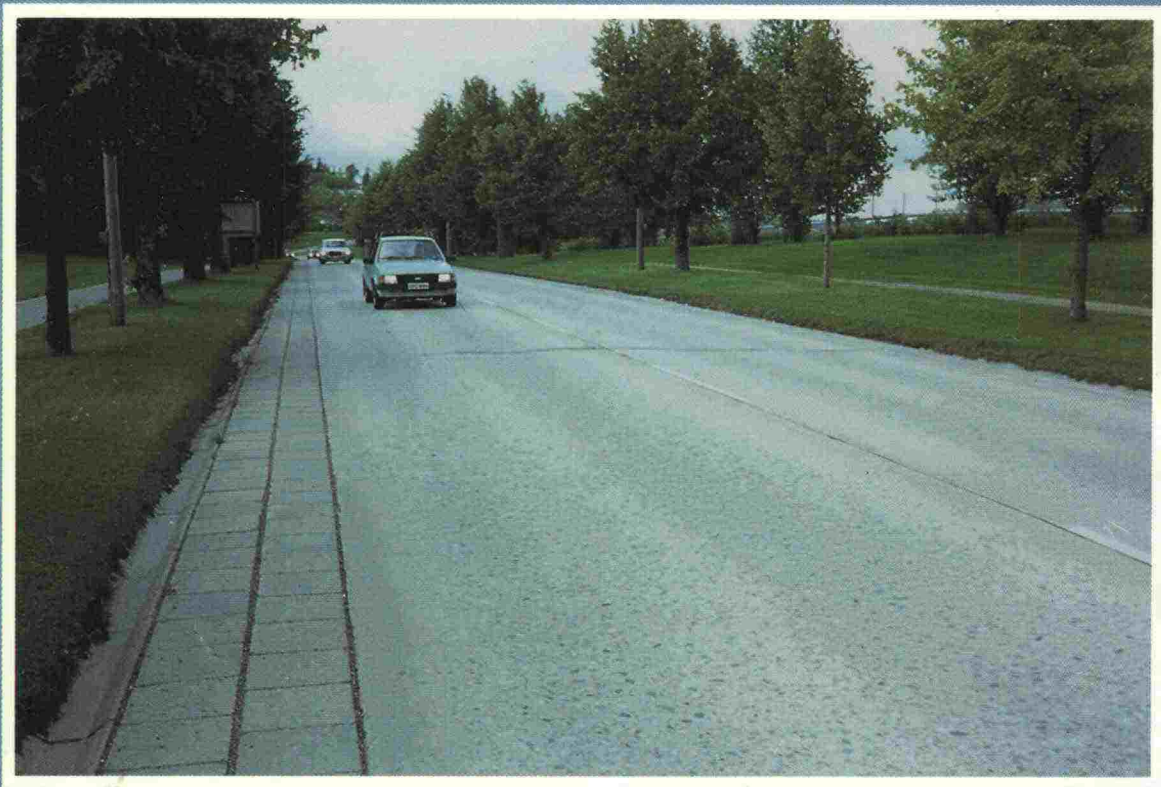


MAABETONI JA BETONIPÄÄLLYSTEET

... käytössä maailmalla
sopivatko Suomeen ? ...



RAKENNUSAINETEOLLISUUSYHDISTYS
TIE- JA VESIRAKENNUSHALLITUS
BETONITIEPROJEKTI

TVH 723867

syyskuu 1988/J Rahiala

08

TIE-



88 1017/
//

MAABETONI JA BETONIPÄÄLLYSTEET

... käytössä maailmalla
sopivatko Suomeen ? ...



RAKENNUSAINETEOLLISUUSYHDISTYS
TIE- JA VESIRAKENNUSHALLITUS
BETONITIEPROJEKTI

TVH 723867

syyskuu 1988/J Rahiala

ISBN 951-47-1603-5

GRAFIA OY, TURKU 1988

ESIPUHE

Tiet ovat kaikkialla maailmassa joutuneet entistä kovemmalle koetukselle. Raskas moottoriajoneuvoliikenne kasvaa yhä, tierakenteet vanhenevat ja niiden rappeutuminen uhkaa. Yhteiskunnan halu ja kyky rahoittaa tiestöön kohdistuvia investointeja on täysin riittämätön. Nyt tarvitaan kipeästi uutta tietoa rakenteiden kestävyydestä ja uusia teknistaloudellisesti edullisia rakenneratkaisuja. Yksi tällainen - vanhastaankin tuttu, mutta uudelleen kiinnostusta herättänyt - ratkaisu on sementin käyttö rakennekerrosten sideaineena ja betonipäällysteenä.

Suomessa sementin edut tunnetaan periaatteessa, mutta kokemuksemme ovat rajoitettuja ja soveltuvuudesta kylmään Pohjolaan ollaan epävarmoja. Sen vuoksi käynnistettiin syksyllä 1986 sementtiteollisuuden ja tie- ja vesirakennushallituksen yhteistyönä tutkimusprojekti kartoittamaan uusimman saatavissa olevan tiedon betonipäällysteiden ja sementtistabiloinnin soveltuvuudesta Suomen oloissa. Eri-tyisesti valittiin selvitettäväksi

- sementtistabiloinnin käyttö tierakenteen kantavuuden parantamisessa
- betonipäällysteen kulutuskestävyys asfalttipäällysteisiin verrattuna nastarengasliikenteessä
- betonipäällysteen kunnostaminen
- betonipäällysteen käyttäytyminen painuvalla alustalla
- betonipäällysteisen tien mitoitus roudan suhteen.

Tutkimustyön on tehnyt dipl.ins. Jussi Rahiala Rakennusaineteollisuusyhdistyksen palveluksessa toimien. Hänen tukenaan on ollut osapuolten asiantuntijoista koottu työryhmä. Puheenjohtajani toimineeseen johtoryhmään ovat kuuluneet johtaja Aulis Miettunen/Oy Partek Ab, johtaja Jan Owren/Oy Lohja Ab, toimitusjohtaja Jyrki Malmio/Rakennusaineteollisuusyhdistys ja vt. osastopäällikkö Veikko Hakola/Tie- ja vesirakennushallitus. Johtoryhmän sihteerinä ja asiantuntijaryhmän puheenjohtajana on toiminut dipl.ins. Aulis Nironen tie- ja vesirakennushallituksesta.

Tämä julkaisu on projektin loppuraportti, jonka sisällöstä ensisijaisesti vastaa sen tekijä. Toimeksiantajaosapuolet tulevat käyttämään raportin tietoja ja johtopäätöksiä hyväkseen koulutuksessa ja tutkimuksessa sekä päättäessään sementin käytöstä tierakenteissa. Raportin toivotaan osaltaan levittävän alan ammattikunnan piirissä tietämystä sementin tarjoamista mahdollisuuksista.

Puolestani kiitän kaikkia tähän työhön osallistuneita heidän panoksestaan.

Helsingissä, syyskuun 30 päivänä 1988



Väinö Suonio
Tie- ja vesirakennushallitus
Ylijohtaja

TEKIJÄN ALKUSANAT - ACKNOWLEDGEMENTS

Esillä oleva maabetonia ja betonipääallysteitä käsittelevä tutkimusprojekti on toteutettu pääasiassa kirjallisuusselvityksenä tutkimalla 1970- ja 1980-luvuilla julkaistua koti- ja ulkomaista alan kirjallisuutta. Tutkimuksen tekijä on suorittanut myös opintomatkoja Pohjoismaihin, Keski-Eurooppaan ja Pohjois-Amerikkaan ja haastatellut näillä matkoilla lukuisia ulkomaisia asiantuntijoita. Tiedonhankintaa on täydennetty kirjeenvaihdolla ulkomaille sekä kotimaisten asiantuntijoiden haastatteluilla. Edelleen on tutkimusprojektin yhteydessä teetetty VTT:n tie- ja liikennelaboratoriossa koerata-ajoja ja tutkimus betonipääallysteiden kulumisominaisuuksista.

Projektin tuloksena julkaistaan tämä raportti, johon on koottu uusimman esille saadun tiedon ja kokemuksen lisäksi myös perusasioita kustakin käsitellystä aiheesta. Loppuraportin lisäksi jäävät projektin tuloksena käytettäviksi työnaikaiset väliraportit, matkakertomukset valokuvineen sekä n. 500 niteen 'artikkelipankki', johon on järjestetty kaikki projektin yhteydessä tutkitut julkaisut ja artikkelit. Koko aineisto on talletettu tie- ja vesirakennushallituksen kirjastoon. Erillinen betonipääallysteen kulumisominaisuuksien tutkimus on julkaistu VTT:n tie- ja liikennelaboratorion tutkimusselostuksena no 658/1988.

Tutkimusprojekti on ollut 'yhden miehen projekti', mutta tutkimuksen tekijänä olen ollut ratkaisevasti sen tuen ja avun varassa, jota olen eri henkilöiltä saanut sekä tiedon hankinnassa, aineiston käsittelyssä että raportin valmistelussa.

Tutkimusprojektin työryhmään ovat kuuluneet:

Aulis Nironen, Tie- ja vesirakennushallitus, puh.joht.

Reijo Orama, Tie- ja vesirakennushallitus

Pauli Haapakoski, Oy Partek Ab

Martti Hintikka, Oy Lohja Ab (18.8.1987) alkaen

Arto Rosama, Oy Lohja Ab (18.8.1987) saakka

Jussi Rahiala, RTY, sihteeri

sekä Anssi Lampinen VTT, tie- ja liikennelab., erityisasiant.

Työryhmä on kokoontunut säännöllisesti kuukausittain. Työryhmä on tukenut projektin etenemistä ja ohjannut tärkeällä tavalla työn sisältöä.

Joulukuussa 1987 kokoontui edustava joukko suomalaisia tienrakennuksen ja sementin käytön asiantuntijoita seminaariin, josta tutkimuksen tekijä sai arvokasta tietoa ja rohkaisua työlleen.

Tiedonhankinta on toteutettu pääasiassa Oy Partek Ab:n, Oy Lohja Ab:n ja tie- ja vesirakennushallituksen kirjastojen ja tietopalveluysiköitten henkilökunnan auliiseen apuun ja asiantunteemukseen nojautuen.

Ulkomaisen kirjeenvaihdon ja opintomatkojen suunnittelun ja yhteyksien rakentamisen ovat hoitaneet asiantuntevasti osastosihteerit Heidi Sid ja Seija Tiainen Oy Partek Ab:stä. Heidän vastuullaan ovat olleet myös kaikki projektin sihteeritehtävät, samoin kuin artikkelipankin järjestäminen. Loppuraportin puhtaaksikirjoittamisesta on vastannut Irma Laasonen Oy Partek Ab:stä.

Loppuraportin kuvien piirtäminen, raportin suunnittelu ja painatuskuntoon saattaminen on tehty Viatek Oy:n Turun toimistossa Raila Laitalan toimesta.

Loppuraportti on painettu Turussa Grafiart Oy:n kirjapainossa.

Kaikille teille, jotka olette tällä tavoin olleet mukana tutkimustyössäni, esitän sydämelliset kiitokseni.

On my research journeys during these two years, I have had the opportunity to meet numerous foreign specialists with whom the discussions have been most interesting. The following persons have particularly contributed to my work:

Sweden:	Mr. Sten Pettersson	Vägverket
	Mr. Örjan Pettersson	VTI
	Mr. Ronny Andersson	Cementa
Norway:	Mr. Torbjoern Naimak	Vegdirektoratet
	Mr. Arne Ramsvik	Vegdirektoratet
	Mr. Nils Pedersen	Norcem AG
	Mr. Torger Baerland	Norcem AG
Denmark:	Mr. Christian F. Justesen	Aalborg Portland Cement
	Mr. Knud Puckman	Vejdirektoratet
Germany:	Ministerialrat E. Neussner	Bundesmin. fuer Verkehr
	Mr. Jörg Bermel	Heilit & Wörner AG
	Prof. Josef Eisenmann	Techn. Univ., Muenchen
Austria:	Ministerialrat W. Jaderny	Bundesministerium fuer
		Bauten und Technik
	Dr. Hermann Sommer	Zementforschungsinstitut
Switzerland:	Mr. Kurt Suter	Bundesamt fuer Strassenbau
	Mr. Willy Wilk	Betonstrassen AG
France:	Mr. Francois Verhee	Setra
Spain:	Prof. Carlos Craemer	University of Madrid
Belgium:	Mr. Guido van Heystraeten	Belgian Road Research Center
	Mr. Frederic Fucs	" " " "
Greece:	Prof. Ap. Yotis	National Techn. Univ.
	Mr. N. Marsellos	Public Works Research Center
U.S.A.	Mr. Andrew D. Halverson	Minesota DoT
	Mr. William A. Yrjanson	ACPA, Chicago
	Mr. Robert G. Packard	PCA, Chicago
	Mr. Henry M. Yamanata	Illinois DoT
	Mr. Richard L Berg	CRREL, Hanover NH
	Mr. David W Bernard	New York DoT
Canada:	Mr. Thomas J Kazmierowski	Ontario MTC
In addition I have received written reports from:		
Great Britain:	Mr. B J Walker	BCA
U.S.A.	Mr. K H Dunn	Wisconsin DoT
	Mr. Thomas A Coleman	Michigan DoT
Canada:	Mr. Daniel Venzina	Ministre des Transport, Quebec
	Mr. J Hosang	Highways & Transport., Manitoba

All of you and many of your colleagues have splendidly assisted my state-of-the-art-project and helped me to summarize the latest knowledge about concrete pavements and cement treated materials. I want to express my sincere gratitude to all of you.



TIIVISTELMÄ

Tutkimusraportti jakaantuu kuuteen itsenäiseen osaan (A, B1...B5), joissa kussakin on syvennytty tiettyyn osa-alueeseen. Osaraportteihin sisältyvät myös yhteenveto ja kirjallisuusviitteet. Tässä yhteydessä esitetään lyhyt tiivistelmä erikseen jokaisesta osaraportista. Johtopäätökset ja suositukset esitetään raportin lopussa (Osa C).

Osa A Maabetoni tie- ja katurakenteissa

Tien päällysrakenteen osaksi mitoitettu sementillä sidottu kerros on määritelty maabetoniksi erotuksena sementtistabiloinnista, jolla tarkoitetaan alusrakenteen pinnan tai suodatinkerroksen sitomista sementillä kantavuus- tai routivuusominaisuuksien parantamiseksi. Maabetonikerroksen suunnittelua ja käyttöä tierakenteen eri osissa kuvataan melko laajasti sekä suomalaisen että ulkomaisen suunnittelukäytännön perusteella. Kokemuksissa viitataan erityisesti VTT:n tie- ja liikennelaboratorion suorittamaan stabiloitujen teiden kuntotutkimukseen vuodelta 1978. Suomalaiset kokemukset maabetonin kestävydestä ovat olleet etupäässä hyviä, niinkuin yleensä muuallakin. Ruotsi on raportoinut myös kielteisistä kokemuksista vanhojen teiden parantamisessa lähinnä routavaurioitten takia. Heijastus- halkeilua pidetään eri puolilla maailmaa pääongelmana, jota vastaan kamppaillaan suunnittelun ja rakentamisen keinoilla. Kiinnostus maabetonin käytön lisäämiseen on silmiinpistävää, varsinkin Euroopassa. Kylmissä maissa on tarpeen korostaa sellaisia reunaehtoja kuin hyvä kuivatus, riittävä routasuojaus, maabetonin pakkaskestävyys, riittävä päällystepaksuus ja riittävä alustan kantavuus.

Osa B 1 Yleiskatsaus betonipäällysteistä

Historiallisen katsauksen ohella esitetään maittain katsaus betonipäällysteiden käytöstä Keski-Euroopassa, Pohjois-Amerikassa ja Pohjoismaissa. Betonipäällysteiden rakenteen kehittymisestä ja rakennetyypeistä esitetään yleispiirteet. Sopivimpana rakennetyyppinä Suomeen pidetään raudoittamatonta, lyhytlaattaista päällystettä kohtisuorin poikkisaumoin ja varustettuna saumateräksillä. Suomalaisista sodanjälkeisistä betonipäällysteistä on tehty yhteenveto, joka osoittaa, että sotien jälkeen on tehty n. 133000 m² betonipäällysteitä ja niistä 52000 m² on edelleen liikenteen käytössä. Tähänastiset betonipäällysteet ovat epäonnistuneet tasaisuudeltaan, vaikka betonista ja laatan rakenteellisesta kestävyydestä on saatu hyviä kokemuksia. Raportissa on kartoitettu rakentamisen virheitä ja onnistumisen edellytyksiä. Hintaa ja kilpailukykyä tarkasteltaessa on todettu, että betonipäällyste (22 cm) maksaa Suomessa vuonna 1988 n. 130 mk/m²; tonnihinnaltaan asfaltti- ja betonipäällysteet ovat samanarvoisia (n. 250 mk/t). Betonipäällysteen kilpailukyky on Suomessa - niinkuin yleensä muuallakin - sitä parempi mitä raskaammin liikennöidystä tiestä on kysymys.

Osa B 2 Betonipäällysteen korjaaminen ja kunnostaminen

Korjaamisen ja kunnostamisen uusia käsikirjoja on julkaistu 1980-luvulla useissa maissa. Näiden perusteella on raporttiin laadittu kuvaus betonipäällysteiden vauriotyypeistä, vaurioiden syistä ja korjausmenetelmistä. Kulumaurien korjaamiseen sopivia menetelmiä on käsitelty erikseen ja päädytty suosittamaan tasotusjyrsintää parhaana menetelmänä.

Jatkuvan kunnossapidon tarve korostuu kaikkialla betonipäällysteen pitkän iän edellytyksenä. Myös laatan suunnittelua ja rakennustyön onnistumista korostetaan vaurioitumista ehkäisevinä tekijöinä. Betonipäällysteen uudelleenrakentamismenetelminä kuvataan sekä vanhaan laattaan sidottuja, että itsenäisiä laattavaihtoehtoja. Betonipäällysteiden korjaamista on yleisesti laiminlyöty ja kunnostustoimiin ryhtyminen on koettu hankalaksi. Varsinkin Yhdysvalloissa on suoritettu kuitenkin laajamittaisia kunnostusprojekteja 1980-luvulla, joten käytökelpoisia kokemuksia alkaa ohjeiden lisäksi olla käytettävissä.

Osa B 3 Betonipäällysteen kuluminen

Raportissa kuvataan päällysteiden nastarengaskulumisen osatekijöitä sekä kulumisen ja urautumisen käsitteitä. Betonipäällysteen kulumisominaisuuksia tutkitaan sekä Norjassa viime vuosina tehtyjen tutkimusten että suomalaisen kokemuksen pohjalta. Raportissa selostetaan myös tämän projektin yhteydessä teetettyjen koerata-ajojen ja kulumisselvityksen tulokset VTT:n tutkimusraportin pohjalta. VTT:n tutkimuksessa saavutettiin K70-betonilla betonipäällysteen urautumiselle arvo $U_0 = 0,10$ mm/v/1000 KVL. Tämän betonipäällysteen osoitettiin olevan 2,5-3,5 kertaa kulutuskestävämpää kuin samoista, lujista kiviaineksista tehty asfalttibetoni ja 4-7 kertaa kulutuskestävämpää kuin nykyisin käytetyt asfaltit.

Osa B 4 Betonipäällyste routivissa olosuhteissa

Suomessa betonipäällyste joutuu erittäin ankariin kausiroudan olosuhteisiin. Raportissa on melko laajasti käsitelty routimistapahtumaa ja routimisolosuhteita Suomessa ja muissa kylmissä maissa. Tierakenteen mitoittamista routimishaittojen torjumiseksi käsitellään maittain ja todetaan, että yleensä routasuojaus tehdään samalla tavalla sekä asfaltti- että betonipäällysteille. Kun eroja on, ne ovat siihen suuntaan,

että betonipäällyste voidaan mitoittaa ohuemmalla routasuojauksella, koska kevätkantavuuden heikkenemisellä ei ole merkitystä. Suomeen ei tätä ohentamista kuitenkaan suositella, koska routanousueroista aiheutuu betonipäällysteillä yhtäläinen uhka päällysteen tasaisuudelle ajan oloon kuin asfalttipäällysteilläkin.

Osa B 5 Betonipäällyste painuvalla alustalla

Raportissa selostetaan aluksi perussasioita tien painumisesta ja painumahaittoista. Myös haittojen vähentämiseksi käytettävissä olevat menetelmät kuvataan. Betonipäällysteiden käyttöön liittyvinä etuina todetaan muun muassa, että betonipäällyste lisää painuman aallonpituutta ja 'silloittaa' paikallisia painumeroja ja siten vähentää painumisen haittoja. Betonipäällysteen käyttöön liittyviä riskejä ovat muun muassa laatan halkeilun ja saumojen vaurioitumisen vaara, sekä laattojen porrastumisen ja lätäköitymisen vaara. Raportissa osoitetaan keinoja näiden riskien hallintaan.

Maailmalla betonipäällystettä pidetään kantavien pohjamaiden päällysteenä. Vain Sveitsi- ja eräät harvat muut valtiot - ovat suunnitelleet painuvia betonipäällysteitä. Myös Suomessa hyväksytään painuvien betonipäällysteiden suunnittelemisen: reunaehdot on sisällytetty betonipäällysteiden suunnitteluohjeisiin.

ENGLISH SUMMARY

In Finland cement is quite scarcely used in road construction. Every now and then some experimental concrete pavements and soil cement works have been constructed but the conclusions have remained controversial. Not only the cost-effectiveness but also some technical aspects concerning our severe climate and soil conditions have resulted in hesitation in attitude and practice. But lack of money, lack of good aggregate, increasing amounts of truck traffic and poor performance of road network are also in Finland the reasons for a glaring need of more capable pavement structures. Year by year the interest in cement and concrete in pavements is getting more obvious.

In 1986 a research project was established in order to collect the up-to-date knowledge and experience about cement treated and cement concrete pavements especially in countries with seasonal frost conditions. This publication is the report of that project. Even though some basic matters and details are treated the report tends not to be a manual or text-book, but a state-of-the art just for the Finnish situation. The report is divided into independent parts with references, each of them dealing with a special subject.

Part A - Cement treated pavements - gives a look to foreign and Finnish design and construction practice of cement treated pavement layers. The practice is found to vary a lot from country to country. The use of cement treated pavements is affected also by tradition. A new interest is now obvious also in countries which never have used cement in pavements. The performance of cement treated pavements is found pretty good even though the tendency to cracks reflecting through asphalt is a problem. Anyhow efforts are going on to minimize the thickness of asphalt layers and thus to improve cost-effectiveness of the structure. In the report cement treated pavements are considered to be suitable in Finland on the following terms:

- good drainage
- sufficient frost protection and transition arrangement
- sufficient bearing capacity of the subbase
- sufficient thickness of asphalt
- sufficient frost resistance of cemented material.

Part B 1 - General survey of concrete pavements - tells just briefly about the historical standpoints and the progress which has occurred during recent years on concrete pavement design and construction techniques. An unreinforced, short slab with vertical transverse joints with dowels is introduced as the most suitable design for Finland.

A brief history of the use of concrete pavements in some European and American countries is also presented in part B 1.

Part B 2 - Repair and rehabilitation of concrete pavements - presents the new repair and rehabilitation practice which is found in newly published manuals in several countries. Both faults, causes and repair methods are presented. Special attention is paid to rehabilitation methods for the ruts caused by studded tyres. Up to now the best method seems to be diamond grinding of the rutted pavement. The practice is widely used in USA; the adaption to rehabilitation of ruts is not very popular today. The Norwegians have made some experimental works by cold milling - and have succeeded.

Part B 3 - Wear of concrete pavement caused by studded tyres - examines the factors affecting the wear resistance of a pavement. It is found that the most important factor is the wear resistance of the stone material. It is also proved that the compressive strength of concrete is a good indicator; compressive

strengths up to 70 MN/m^2 should be favoured. With good aggregate and high compressive strength a wear resistance 2,5...3.5 times that of asphalt concrete (with the same aggregate) can be achieved.

Part B 4 - Concrete pavements in severe climate - deals with basic matters like frost action phenomena and frost index measurements quite thoroughly. The main contents is the state-of-the art of the frost protection practice of roads in several countries. It is found that many countries allow shallower protection for concrete than for asphalt pavement because the loss of bearing capacity in spring-time is of minor importance concerning concrete pavements. Because of the most severe frost conditions that kind of reduction in pavement thickness is not suggested in Finland.

Part B 5 - Concrete pavements on weak and compressible soils - explains the main principles of soil consolidation caused by road embankment and traffic. The most usual methods for reducing the amount of differential settlements are also introduced. The Swiss practice and experience in dealing with concrete pavements on compressible soils is put forward and found most interesting. The present design practice in Finland is stated as follows:

- total settlement during pavement life 250 mm,
- longitudinal gradient difference not more than 0,5 per cent during pavement life,
- crossfall difference not more than 1,0 per cent during pavement life,
- settlement increase not more than 30 mm/year in the beginning of pavement life,
- safety factor against slide 1.7... 1.8.

MAABETONI JA BETONIPÄÄLLYSTEET

... käytössä maailmalla, sopivatko Suomeen ?...

SISÄLLYSLUETTELO

Sivut

Esipuhe.....	1
Tekijän alkusanat.....	3-4
Tiivistelmä.....	5-6
English summary.....	7-8
Osa A	
Maabetoni tie- ja katurakenteissa.....	11-62
Osa B 1	
Yleiskatsaus betonipäällysteistä.....	63-101
Osa B 2	
Betonipäällysteen kunnossapito ja kunnostaminen.....	103-158
Osa B 3	
Betonipäällysteen kuluminen.....	159-193
Osa B 4	
Betonipäällyste routivissa olosuhteissa.....	195-235
Osa B 5	
Betonipäällyste painuvalla alustalla.....	237-262
Osa C	
Johtopäätökset ja suositukset.....	263-272
Lyhenteitä.....	273-275

OSA A

MAABETONI TIE- JA

KATURAKENTEISSA

OSA A

MAABETONI TIE- JA KATURAKENTEISSA - CEMENT TREATED PAVEMENTS

SISÄLLYSLUETTELO

Sivu

A 0 JOHDANTO	13
A 1 SEMENTTI MAAN LUJITTAMISESSA	13
A 2 MAABETONI KÄSITTEENÄ	15
A 3 MAABETONIN PERUSOMINAISUUDET	16
A 4 MAABETONIKERROKSEN SUUNNITTELU JA RAKENTAMINEN	17
A 41 Suunnittelu	17
A 411 Maabetonin toimintatapa rakenteessa	17
A 412 Maabetonikerroksen mitoitus	18
A 413 Maabetonin ainesosat ja suhteitus	21
A 42 Rakentaminen	27
A 421 Työn suoritukselle asetettavat vaatimukset	27
A 422 Työmenetelmät	27
A 423 Työvaiheet ja kalusto	28
A 424 Laadunvalvonta	31
A 43 Edellytykset maabetonikerroksen kestävyydelle	33
A 431 Alustan kantavuus	33
A 432 Kuivatus	33
A 433 Routamitoitus	34
A 5 MAABETONIN KAYTTO TIERAKENTEN ERI OSISSA	34
A 51 Maabetoni kantavassa kerroksessa	34
A 52 Maabetoni jakavassa kerroksessa	36
A 53 Maabetoni jakavan kerroksen alaosassa (tai suodatinkerroksessa)	36
A 54 Paksut maabetonit	37
A 55 Maabetoni betonipäällysteen alustana	39
A 56 Maabetoni vanhojen teiden kantavuuden parantamisessa	40

	Sivu
A 6 KOKEMUKSIA MAABETONIN KÄYTÖSTÄ	41
A 61 Ulkomaisia kokemuksia	41
A 62 Kokemuksia Suomesta	44
A 621 Sementtistabiloitujen teiden kuntotutkimus	44
A 622 Palojärvi - Olkkala -koetien maabetoniosuudet	44
A 623 Muita suomalaisia kokemuksia	48
A 7 MAABETONI SUOMALAISSA OHJEISSA JA NORMEISSA	49
A 8 MAABETONIN HINTA JA KANNATTAVUUS	51
A 9 MAABETONIN KÄYTTÖTARVE JA KÄYTTÖEDELLYTYKSET SUOMESSA	54
A 91 Käyttötarve	54
A 92 Käyttöedellytykset	55
A10 KEHITYSNÄKYMÄ	55
A11 YHTEENVETO	57
KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES	59

OSA A
MAABETONI TIE- JA KATU-
RAKENTEISSA
- Cement Treated Pavements

A 0
JOHDANTO

Tämän päivän tienrakentaja on monen ajankohtaisen ongelman edessä. Perinteisten hyvälaatuisten kiviainesten saanti on entistä vaikeampaa ja kalliimpaa joko sora-alueiden loppuun käyttämisen tai ympäristönsuojelun takia. Tiestä tai tielinjalta poistettavien massojen kierrätystä takaisin rakenteeseen vaaditaan entistä tiukemmin sekä ympäristö- että taloudellisuussyistä. Kokemukset aikaisemmin rakennettujen teiden rappeutumisesta kehottavat parantamaan rakenteellista kestävyyttä uusissa teissä. Rappeutuneiden teiden tehokas kunnostaminen vaatii uusia työmenetelmiä ja uutta ajattelua rakennusmateriaalien laadussa ja käytössä. Kasvavat raskaan liikenteen määrät ja paine akseli- ja ajoneuvopainojen kasvuun asettaa entistä kovempia vaatimuksia uusien teiden suunnittelulle.

Nämä haasteet ovat kansainvälisiä. Kaikkialla kehittyneessä maailmassa yritetään entistä tiukempien rahoituskehysten paineissa tehdä entistä kestävämpiä teitä. Ei vain päällysteet, vaan koko tierakenne on saatava kestävämmäksi. Tämä tilanne vaatii kehitystyötä. Ja kehitystyössä on kaivettu myös vanhat aseet esiin. Maa-ainesten lujittaminen sideaineita käyttämällä - ja näistä varsinkin sementtistabilointi - on taas suuren mielenkiinnon kohteena.

Myös Suomessa nähdään yhä yleisemmin, että pääosiltaan sitomattomien rakennekerroksien käyttö ei anna kasvaneen raskaan liikenteen oloissa riittävää varmuutta rakenteen kestävydestä eikä ole teknistaloudellisesti enää ainoa oikea rakennevaihtoehto. Tämä koskee erityisesti pääteiden ja pääkatujen kantavia ja jakavia kerroksia, mutta myös alempi-luokkaisten teiden ja katujen kantavuuden parantamista. Uusi kiinnostus sementtistabilointiin - vanhaan normaaliin ja ohjeista tuttuun, mutta

vähän käytettyyn lujittamismenetelmään - on herännyt.

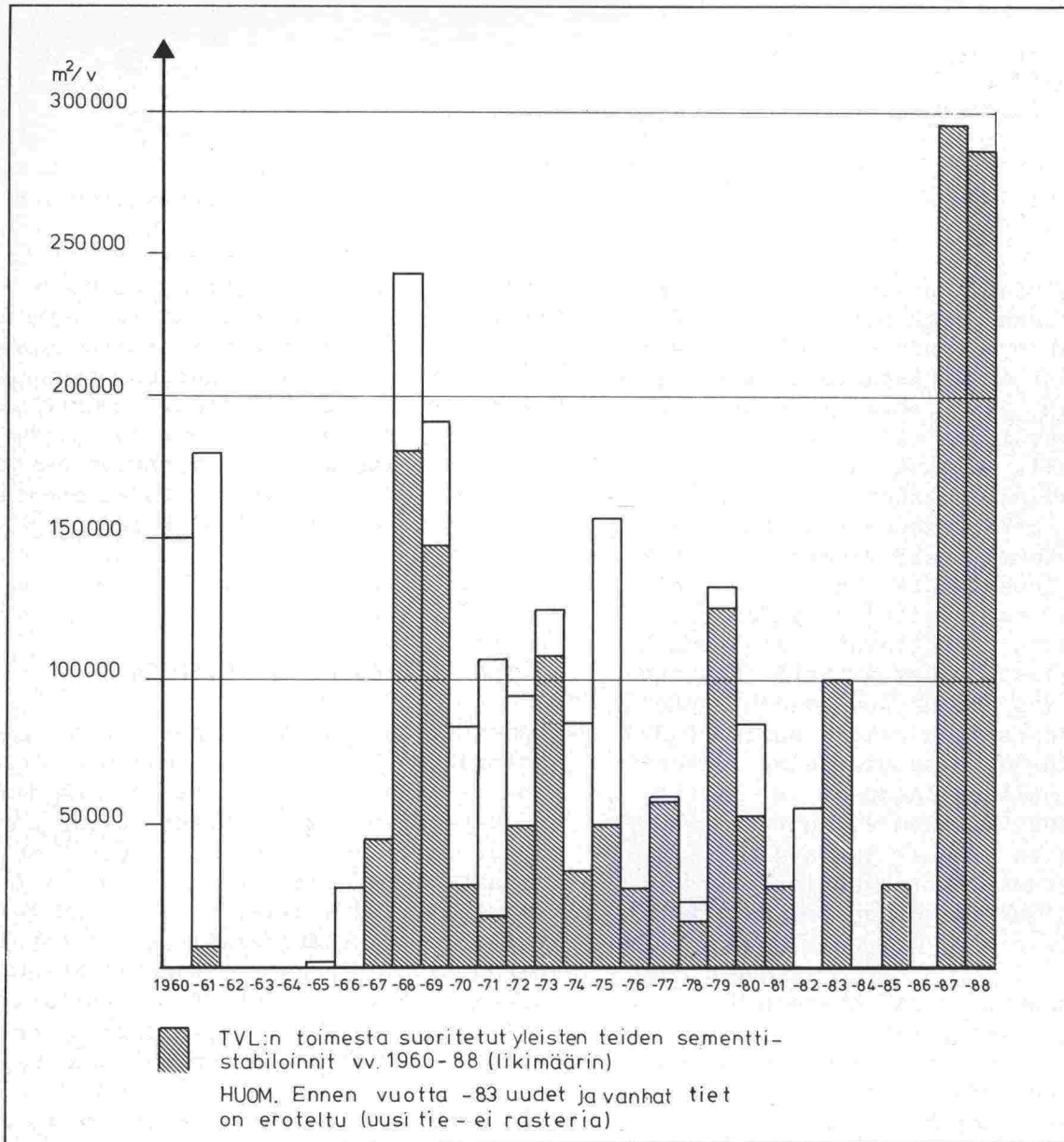
Tämän tilanneselvityksen tarkoituksena on olemassa oleviin tutkimuksiin ja suunnitteluohjeisiin sekä saatavissa olevaan uuteen tietoon nojautuen havainnollistaa sementtistabiloinnin mahdollisuuksia tierakenteen kantavuuden parantamisessa ja tuoda esiin teknistaloudellisesti edullisen käytön edellytyksiä.

A 1
SEMENTTI MAAN LUJITTAMISESSA

Sementtistabiloinnin käyttö tie- ja katurakennuksessa on miltei yhtä vanhaa kuin sementti itsekkin. Ensimmäiset stabilointikohteet kirjataan 1915...1917 Floridasta, Etelä-Carolinasta ja Englannista. Käyttö levisi ensin Yhdysvalloissa ja 1930-luvulla sementtistabiloinnit ja betonipäällysteet olivat vahvasti mukana Saksan nousussa. Sotien aikana stabilointeja käytettiin yleisesti lentokenttien vahvistamiseen.

Varsinainen läpimurto stabilointien soveltamisessa tienrakennukseen tapahtui kuitenkin sotien jälkeisissä laajoissa tienrakennusohjelmissa eri puolilla maailmaa. Yhdysvalloissa stabilointia tehtiin vuosittain 40 milj. m² 1950- ja 1960-luvuilla Interstate Highway -tieverkon ollessa rakenteilla. /1,2/

Sittenkin käyttömäärät ovat tasaantuneet, mutta samalla käyttö on levinnyt yhä useampiin maihin. Kun sementtistabiloinnin suunnittelu ja rakentaminen oli alkuaan hyvin kokemusperäistä, ovat useimmat maat saaneet 1970-luvulla tai viimeistään 1980-luvulla omaan kokemukseen perustuvat normit ja työselitykset sementtistabilointien asianmukaista suunnittelua ja rakentamista varten.



KUVA A-1. Yleisten teiden sementti-stabiloinnit Suomessa /37, tvh/

Suomessa ensimmäiset sementtistabiloinnit uudelle tielle tehtiin vuonna 1960 valtatielle 6 Taavettiin. Käyttö on Suomessa ollut vähäistä, keskimäärin n. 0,1 milj. m² vuodessa (kuva A-1), vaikka stabiloitu rakennevaihtoehto tuli jo vuoden 1964 TVH:n normaalimääräyksiin ja vaikka perusteelliset suunnittelu- ja työohjeet ovat olleet käytettävissä 1970-luvun alusta lähtien /3,4/

Sementti ei suinkaan ole ainoa eikä vanhin maan lujittamiseen käytetyistä sideaineista. Kalkin käyttö on tunnettu vuosituhsia ja sillä on

oma käyttöalueensa hienoainesrikkaitten maalajien lujittamisessa myös tämän päivän maarakennuksessa. Bitumiliuoksia ja -emulsioita käytetään paitsi päällysteissä myös stabiloinneissa. Lentotuhka ja masuuni-kuona ovat saaneet lisääntyvää merkitystä stabiloinnin lisäaineiksi sopivina teollisuuden sivutuotteina. Osittain sideaineet saattavat kilpailla samasta kohteesta, mutta useimmiten sideaine ratkeaa stabiloitavan kiviaineksen ja stabiloinnille asetettavan tavoitteen perusteella. Myös sideaineen saatavuus voi olla ratkaiseva tekijä.

Muiden sideaineiden tapaan myös sementin lisäys pienentää kosteuden ja lämpötilan muutosten vaikutusta maa-ainekseen:

- vesieroosion kestävyys paranee
- roudansulamisaikainen lujuus kasvaa
- routivuus vähenee tai estyy
- käsiteltävyys ja tiivistettävyys paranee.

Mutta varsinainen tunnusmerkki on sementin lisäyksellä aikaansaatava, pysyvä lujuuden kasvu. Jo vähäinen 1 - 2 %:n sementin lisäys parantaa pysyvästi esimerkiksi routivan moreenin kelpoisuutta, rakeisuus tulee karkeammaksi, routivuus vähenee tai estyy ja kantavuus paranee. Suurempi 3 - 6 %:n sementin lisäys tekee puhtaasta kitkamaasta tai moreenista lujan kerroksen, jonka hyvä kantavuus voidaan hyödyntää minkä tahansa rakennekerroksen osana tiessä. Vielä suuremmilla (>8%) sementtimäärillä saadaan aikaan laihabetonia tai varsinaista päällysbetonia.

Lujuus perustuu siihen, että maa-aineksen sisältämä vesi muodostaa yhdessä sementin kanssa sementtiliiman, joka kovettuessaan sitoo maa-aineksen rakeet toisiinsa. Lujuus on sitä suurempi, mitä enemmän noita rakeitten välisiä sidoksia syntyy. Mitä tiiviimmäksi massa tiivistetään, sitä enemmän sidoksia syntyy massassa olevan sementtiliimamäärän puitteissa. Sementtistabiloinnin tyhjätila on 10 - 15 % ja se on noin kymmenkertainen normaaliin betoniin verrattuna. Siitä johtuu, että maabetonin rakenne on puolijäykkä, kimmoisan ja jäykän välimailla.

Sementillä sidotut materiaalit tunnetaan hyvästä väsymislujuudesta, korkeasta E-modulista ja siitä, että niiden ominaisuudet ovat tiettyyn rajaan saakka riippumattomia lämpötilasta ja kuormituksesta. Nämä ovat erittäin toivottuja ominaisuuksia tien päällysrakennekerroksissa. Mutta ne voidaan täysi-mittaisesti ja luotettavasti hyödyntää vain huolellisilla ennakkotutkimuksilla, oikealla mitoituksella ja asiantuntevala rakentamisella.

A 2

MAABETONI KÄSITTEENÄ

Maa-ainesten sitomisesta sementillä käytetään yleisnimitystä sementtistabilointi tai sementtilujitus. Maabetoni mielletään korkealuokkaiseksi stabiloinniksi. Mutta termien sisältö ja käyttö eri yhteyksissä on vaihtelevaa ja vakiintumatonta. Maabetonikäsitteeseen on joskus sisällytetty myös kalkkistabilointi. Katurakennuksessa on käytetty termiä laihabetoni samasta materiaalista, jota toisaalla on kutsuttu maabetoniksi. Myös kansainvälisesti eri termien käyttö on ollut vakiintumatonta, mikä on haitannut tietojen vaihtoa ja johtanut väärinkäsityksiin. Brysselissä vuonna 1987 pidetyssä kansainvälisessä tiekongressissa (XVIII World Road Congress, PI-ARC, /5/), tehtiin ehdotuksia termien yhtenäistämiseksi. Käsitteen sementtistabilointi käyttö esitetään rajoitettavaksi vain alusrakenteeseen ja päällysrakenteen alimpiin osiin. Maabetonin tunnusmerkkinä olisi, että se sijoittuu kantavaan tai jakavaan kerrokseen ja on niin mitoitettu, että sementin lisäyksellä on selvä merkitys rakenteen lujuudelle. Asfalttipäällysteisinä tällaisia sementillä sidottuja päällysrakenteita kutsutaan joko puolijäykiksi (semirigid), yhdistetyiksi (composite) tai sekarakenteiksi (mixed structure).

Käsitteiden selventämiseksi on kuvassa A-2 esitetty periaatepiirros erilaisten sementillä sidottujen kerrosten ja rakenteiden nimistä. Kuva tulee ymmärtää ehdotukseksi käsitteiden sisällöstä Suomessa. Vasta käytön lisääntyessä voivat käsitteetkin vakiintua lopullisemmin.

		TAIPUISA RAKENNE (vaihtoehtoja)				SEKARAKENNE (vaihtoehtoja)				JÄYKKÄ RAKENNE (vaihtoehtoja)		
		Asf. päällyste				Asf. päällyste				Betonipäällyste		
PÄÄLLYS- RAK. YLAOSA	Kulutus- ja sidekerros	Sit.	BIT	BIT	BIT	Sit.	MB	MB	MB	LB (JB)		
PÄÄLLYS- RAK. ALAOSA	Jakava ja suodatin kerros		BIT		MB	MB	MB			BIT	MB	LB
		Sitomaton (SEM STAB)				Sitomaton (SEM STAB)				Sitomaton (SEM STAB)		
ALUS- RAKENNE	Penger leikkauspohja luonnollinen pohjamaa	(STAB)				(STAB)				(STAB)		

STAB = Kalkki- tai sementtistabilointi alusrakenteeseen tarvittaessa

SEM STAB = Sementtistabilointi sora- tai moreenikerros heikosti kantavalle tai routivalle pohjamaalle tarvittaessa tai kiviaineksen parantaminen kelpoiksi päällysrakenteeseen 1-3% sementin lisäyksellä

MB = Maabetoni kantavaan tai jakavaan kerrokseen tunnusmerkkejä korkealuokkainen kiviaines, lujuustavoite K3...K10, hyvä suola-pakkaskestävyys, ei saumoja

Sit. = Sitomaton kantava kerros

LB = Laihetoni (>K10) sisäisesti täytettynä ja saumattuna kantavaan tai jakavaan kerrokseen

JB = Jyräbetoni (>K20) jyräämällä tiivistettynä ja saumattuna

BIT = Bitumistabilointi, imeytyssepellys tai bitumisora kantavaan tai jakavaan kerrokseen

KUVA A-2. Maabetoni ja sementtistabilointi tien päällysrakenteessa - periaatepiirros

Ehdotuksen mukaisen maabetonikerroksen tunnusmerkkejä ovat:

- sijoittuu kantavaan tai jakavaan kerrokseen (kerros voi olla maabetonia osittain tai kokonaan)
- mitoitettu ja rakennettu niin, että sen lujuusominaisuudet voidaan luotettavasti hyödyntää
- homogeeninen, humukseton kiviaines
- halkeilee vapaasti (ei saumoja).

Jäljempänä tässä raportissa keskitytään pääasiassa käsittelemään näin määritellyn maabetonin rakennetta ja toimintaa tierakenteessa.

A 3

MAABETONIN PERUSOMINAISUUDET

PURISTUSLUJUUS

Maabetoni toimii rakenteessa sillä lujuudella, jonka sementin lisäys kiviainesmateriaalille antaa. Lujuus ilmaistaan yleensä puristuslujuutena 7 vrk:n iässä. Tavoitelujuus voi vaihdella 3 - 10 MN/m² riippuen kerrospaksuudesta ja kerroksen asemasta rakenteessa. Vaihtelurajan

alittavia lujuuksia ei voida hyödyntää kantavuusmitoituksessa, joten ne voidaan luokitella sementtistabiloinneiksi. Vaihtelurajan ylittävät lujuudet kuuluvat laattamaisina mitoitettaville laihabetoneille.

Maabetonin puristuslujuus on luonnollisesti sementtipitoisuuden funktio, mutta tietyllä sementtipitoisuudella puristuslujuus vaihtelee suuresti riippuen kiviaineksen rakeisuudesta, massan kuivatilavuuspainosta, vesipitoisuudesta, tiivistämistyön tehokkuudesta ja jälkihoito-olosuhteista. Tämän vuoksi tavoitelujuuteen tarvittava sementtimäärä selviää vain etukäteen tehtävillä puristuslujuuskokeilla ja tavoitelujuuden saavuttaminen varmistuu vasta asiantuntevan ja huolellisen työsuorituksen avulla.

Käytännössä sementtimäärä vaihtelee 4 - 8 %:iin kiviaineksen kuivapainosta. Neljän prosentin alaraja varmistaa maabetonin pakkaskestävyyden. Ylisuuret sementtimäärät ovat paitsi kalliita, myös johtavat lisääntyvään kutistumishalkeiluun, minkä vuoksi kiviaineksen rakeisuuden parantaminen on yleensä edullisempaa kuin suuren sementtimäärän käyttö.

TAIVUTUSVETOLUJUUS

Kun maabetonia käytetään päällysrakenteen yläosassa, on puristuslujuuden ohella myös taivutusvetolujuus tärkeä ominaisuus. Se määritetään taivuttamalla ennakkokokeena valmistetut tai valmiista päällysteestä sahatut palkit. Taivutusvetolujuus voidaan määritellä myös Proctor-lieriöistä ns. halkaisulujuutena. Tavoitelujuudet vaihtelevat eri maissa $0,5 - 2,0 \text{ MN/m}^2$, /2/. Suomessa ei tavoitelujuutta ole määritelty. Karkeasti voidaan arvioida, että taivutusvetolujuus on $1/5 \dots 1/8$ puristuslujuudesta. Lisäämällä puristuslujuutta nostetaan myös taivutusvetolujuutta. Tärkeitä tekijöitä ovat kiviaineksen suhteistunut rakeisuus, karkean kiviaineksen riittävä osuus, massan homogeenisuus ja tehokas tiivistys optimikosteudessa.

HALKEILUTAIPUMUS

Maabetoni on paitsi luja ja jäykkä, myös vapaasti halkeileva materiaali. Halkeilu on maabetonin puolijäykkään luonteeseen oleellisesti kuuluva ilmiö, jota ei voida eikä ole syytä estää. Mutta odottamattomasti halkeileva maabetoni saattaa aiheuttaa vaurioita muuhun rakenteeseen, alentaa tien palvelutasoa tai ainakin aiheuttaa pettymyksen maabetonirakenteeseen kohdistuvissa odotuksissa. Sen vuoksi on tärkeätä tuntea halkeiluilmiö ja tiedostaa, että siihen voidaan vaikuttaa suunnittelun ja rakentamisen keinoin.

Maabetoni halkeilee kolmesta syystä:

- a) kutistumishalkeiluna yleensä heti kovettumisen yhteydessä
- b) lämpötilaerojen aiheuttamien jännitysten takia
- c) dynaamisen liikennekuorman aiheuttamien taivutus-vetojännitysten takia.

Lämpötilaerojen ja liikennekuorman aiheuttamat jännitykset vähenevät nopeasti, kun maabetonin etäisyys tienpinnasta kasvaa. Kantavan kerroksen maabetonissa (ohut asfalttipäällyste) nämä jännitykset ovat

merkittäviä. Yleensä ne otetaan vastaan lisäämällä maabetonin taivutusvetolujuutta. Kutistumishalkeilua voidaan kontrolloida mm. seuraavilla toimenpiteillä:

- ei sementin yliannostusta
- pitkä sitoutumisaika (kuonan li-säys
- massan vesipitoisuus alle optimikosteuden
- karkeahko, kostutettu alusta
- bitumikalvo heti jyräyksen jälkeen

Edullisin tapa halkeilulle on yhtenäinen, tiheä halkeamaverkko. Tällöin halkeamat jäävät kapeiksi mikrohalkeamiksi, joista ei ole vaaraa kuormansiirtokyvylle, veden vaikutukselle eikä muutenkaan rakenteelliselle kestävyydelle. Maabetonin halkeiluun suhtautuminen näyttää kuitenkin suuresti määrävän, millä tavoin maabetonia käytetään eri maissa. Heijastushalkeamia asfaltin läpi päällysteen pintaan pidetään toisaalla merkitsemättömänä, enintään ulkonäköön vaikuttavana ongelmana eikä edes halkeamien kunnossapitoa pidetä tarpeellisena. Toisaalla taas halkeamien kunnossapidon pelossa maabetonin päälle vaaditaan paksuja 10 - 20 cm asfalttikerrok-sia, /5/.

A 4

MAABETONIKERROKSEN SUUNNITTELU JA RAKENTAMINEN

A 41 SUUNNITTELU

A 411 Maabetonin toimintatapa rakenteessa

Vaikka maabetonia on käytetty päällysrakenteen kantavuuden parantamisessa vuosikymmeniä, vallitsee sen toimintatavasta ja mitoittamisperiaatteista eri maissa hyvin toisistaan poikkeavia käsityksiä. Toiset katsovat, että maabetoni on mikrohalkeileva, puolijäykkä materiaali, jonka mikrohalkeilu tulee varmistaa esimerkiksi raskaalla jyräyksellä kovettumisen jo alettua. Tällöin maabetonilta ei vaadita merkittävää taivutusvetolujuutta. Toiset pitävät maabetonia jäykkänä materiaalina ja vaativat siltä riittävää taivutusvetolujuutta toistuvissa dynaamisissa kuormituksissa.

Mitoituksen kannalta nämä erilaiset lähestymistavat johtavat erilaisiin tuloksiin, /5/:

a) Kun mitoitus tapahtuu taivutusvetolujuuden perusteella, maabetonin kerrospaksuus valitaan niin suureksi, että liikennekuorman aiheuttamat vetojännitykset kerroksen alapinnassa ovat enintään 0,5...0,65 kertaa maabetonin taivutusvetolujuus. Tämä mitoitus tapahtuu vaatii korkealuokkaista massaa ja erittäin huolellista työn suoritusta ja sopii kantavan kerroksen maabetonille silloin, kun on paljon raskasta liikennettä. Loppuun asti vietyä tämä mitoitus johtaa melko paksuihin maabetonikerroksiin, jopa täyssyviin sementillä sidottuihin rakenteisiin.

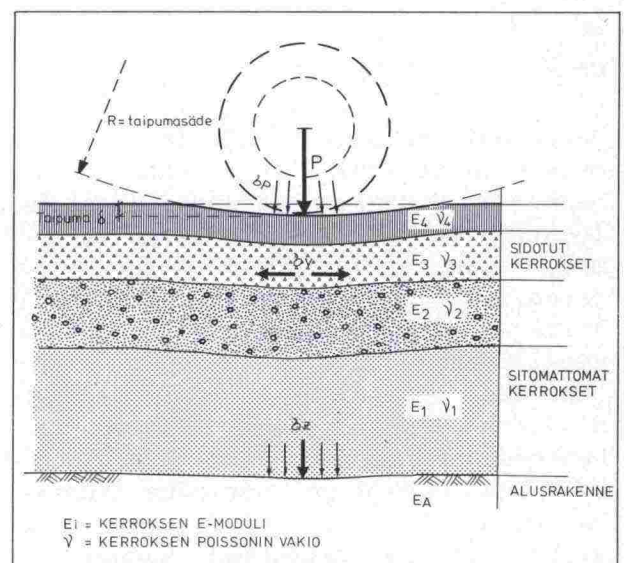
Näin mitoitettu maabetoni halkeilee laattamaisesti; halkeamavälit ovat useita metrejä, jopa kymmeniä metrejä. Halkeilu siedetään tai sitä torjutaan paksuhkoilla asfalttikerroksilla.

b) Kun mitoitus tapahtuu mikrohalkeilun perusteella, vetojännitykset otetaan asfalttikerroksille ja maabetoni toimii puristuslujuutensa varassa. Tämä mitoitus sopii jakaaviin kerroksiin.

c) Monissa maissa valitaan kuitenkin kolmas lähestymistapa. Otaksutaan, että vaikkei maabetonilla ole riittävää vetolujuutta ja vaikka se tulee halkeilemaan myös liikennekuormien takia, tämä halkeilu ei oleellisesti vähennä kerroksen kykyä kantaa ja jakaa liikennekuormia eikä lyhennä sen kestoikää. Tämä välittävä lähestymistapa on katsottu mahdolliseksi eri maissa maabetonirakenteiden kestävydestä saatujen hyvien kokemusten perusteella. Tällä lähestymistavalla on mahdollista hyödyntää maabetonin ylivertaiset puristuslujuusominaisuudet tehokkaasti lähellä tienpintaa. Halkeilu siedetään, sitä pyritään kontrolloimaan jälkihoidon avulla tai käytetään useampia asfalttikerroksia.

A 412 Maabetonikerroksen mitoitus

Tien kokonaisrakenne tulee mitoittaa niin, että se on riittävän jäykkä ja kantava vastustakseen dynaamisen liikennekuorman aiheuttamia rasituksia ja tarjotakseen hyvän pitkäaikaisen palvelutason. Rakennekerrosten tehtävänä on paitsi jakaa tien pintaan tulevat rasitukset alusrakenteelle niin, etteivät alusrakenteen sallitut jännitykset ylitä, myös rajoittaa routanousujen suuruutta ja tasata routanousueroja. Sidotuilla kerroksilla varmistetaan, että rakenteelle tulee riittävä jäykkyys. Mitoituksessa ovat kriittisiä alusrakenteelle tuleva kohtisuora puristusjännitys ja sidottujen kerrosten alapintaan tuleva vetojännitys, (kuva A-3).



KUVA A-3. Tierakenteen taipuma ja kriittiset jännitykset

Rakennekerrosten mitoitus voidaan suorittaa monikerrosrakenteena dynaamisen liikennekuorman eri materiaaleihin aiheuttaman jännitys - muodonmuutosriippuvuuden perusteella. Materiaalit joudutaan oletamaan kimmoisiksi, lineaarisesti ja elastisesti käyttäytyviksi; myös monia muita yksinkertaistavia oletuksia tehdään, /6,7/. Alusrakenteen lujuuden ja liikennekuormituksen lisäksi on lähtöarvoiksi määriteltävä kerrosmateriaalien sisäiset kimmokerrotoimet ja ns. Poisson-luvut (kuva A-3), minkä jälkeen tietokoneohjelmien avulla voidaan tarkistaa valittujen rakennevaihtoehtojen jännitystila.

Suomessa päällysrakenteen kantavuusmitoitus perustuu oheiseen Odemarkin mitoitussyhtälöön:

$$E_y = \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{h}{150} \right)^2}} \right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{h}{150} \right)^2}} \left(\frac{E}{E_A} \right)^{2/3} \quad [\text{MN/m}^2]$$

E_y on mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus, MN/m^2
 E_A on mitoitettavan kerroksen alla oleva kantavuus, MN/m^2
 h on mitoitettavan kerroksen paksuus, mm
 E on mitoitettavan kerroksen E-moduuli, MN/m^2

Mitoitus tapahtuu kerros kerrokselta kokeilemalla pohjamaasta ylöspäin ja valitsemalla kerrospaksuudet ja materiaalit siten, että tavoitekantavuuksiin päästään.

Myös maabetonille voidaan tehdä vastaavat kimmoisuusolettamukset kuin muille materiaaleille ja maabetonikerros voidaan sijoittaa mitoitusprosessissa minkä tahansa kerroksen paikalle.

Näin maabetonikerroksen hyvät lujuusominaisuudet tulevat huomioon otetuiksi kokonaisrakenteen mitoituksessa. Kysymys on vain siitä, millaisilla materiaaliominaisuuksilla (E-moduli) maabetoni olisi kulloinkin vietävä laskentaprosessiin. Katsotaanhan maabetonin E-modulin voivan vaihdella jopa $1500-15000 \text{ MN/m}^2$ riippuen materiaaleista, suhteituksesta ja työn onnistumisesta. Suomessa on käytetty maabetonille moduli-arvoja $E = 2000-2500 \text{ MN/m}^2$, (kuva A-4). Palojärvi - Olkkala-koetietä v. 1973 käytettiin

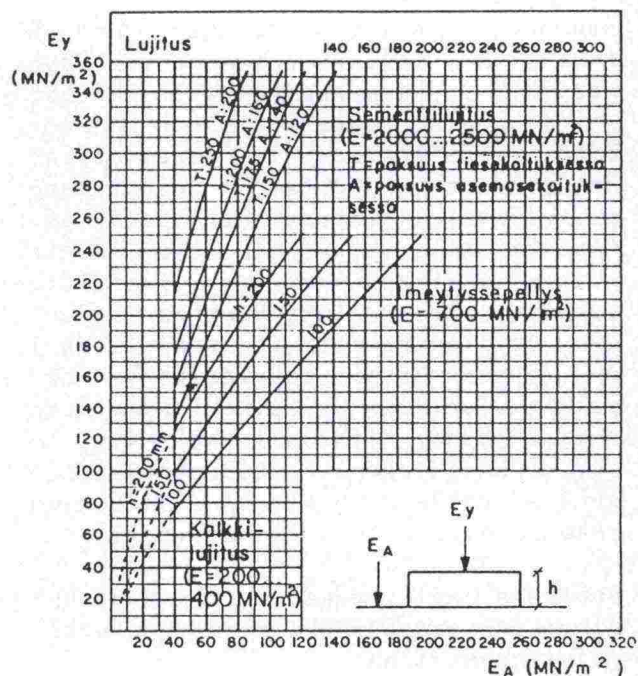
E-modulina 4500 MN/m^2 jakavan kerroksen maabetonille (lujuus $2-3 \text{ MN/m}^2$) ja E-arvoa 7000 MN/m^2 kantavan kerroksen maabetonille (lujuus $3-6 \text{ MN/m}^2$), /8, 9/. Maabetonin mitoituksessa olisi ilmeisesti yleisemminkin syytä siirtyä korkeampiin lujuuden ja E-modulin arvoihin.

Käytännössä kerrospaksuudet vaihtelevat $12 - 25 \text{ cm}$. Mm. Yhdysvalloissa ja Suomessa pidetään 12 cm ehdottomana miniminä. Eniten maabetonia tehdään $15 - 20 \text{ cm}$ paksuisena. Norjassa on tehty 10 cm paksuisia maabetonikerroksia kantavaan kerrokseen, /10/.

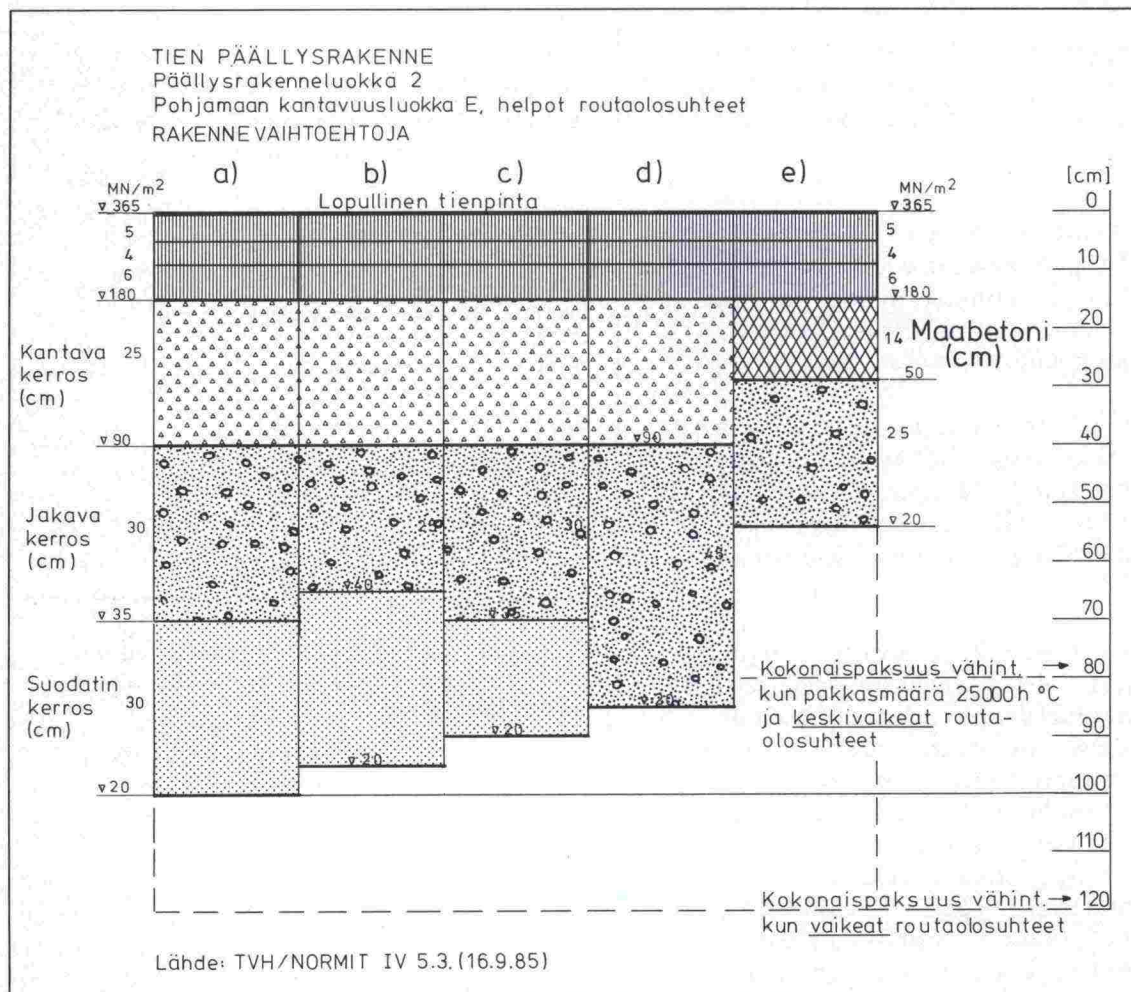
Materiaali	E-moduli MN/m^2
Betoni	30 000
Jyräbetoni	7 500 (alustava)
Asfalttibetoni	2 500
Kevytasfalttibetoni	1 500
Öljysora	350
Bitumisora	2 500
Imeytyssepellys	700
Sementillä lujitettu kitkamaa	2 000...2 500
Kalkilla lujitettu koheesiomaa (lyhytaikaisesti)	(200...400)
Routimaton murske (jakavan tai kantavan kerroksen rakeisuusalue)	200...350
Sora ja sorainen hiekka (jakavan kerroksen rakeisuusalue)	150...280
Routimaton hiekka (suodatin-kerroksen rakeisuusalue)	30...100
Routiva murske tai soramoreeni (moreenimurskerakenteen rakeisuusalue ja rakenne on kuivattu kohdan 5.123 mukaisesti)	
- penkereessä	150
- leikkauksessa	100

KUVA A-4. Päällysrakennemateriaalien E-modulit suomalaisessa suunnittelu-käytännössä /40/

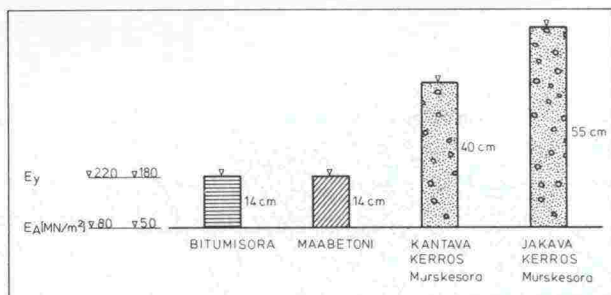
Eri maiden normeissa on valmiiksi mitoitettuja normaalirakenteita tai mitoitustaulukoita, joiden perusteella myös maabetonivaihtoehto voidaan suoraan tutkia ilman työlästä laskentaprosessia. Näin on myös Suomessa; tie- ja vesirakennushallituksen normaalimääräykset ja -ohjeet vuodelta 1985 /11/ sisältävät sekä mitoitusdiagrammin, kuva A-5, että normaalirakenteita, joista esimerkiksi on konstruoitu kuva A-6. Maabetonin tehokkuutta materiaalitalouden kannalta osoittavat myös kuvan A-7 vastaavuudet. Ulkomaisia mitoitusratkaisuja käsitellään lähemmin kohdassa A 61. Tyhjentävä yhteenveto eri maissa käytetyistä empiirisistä ja analyttisistä mitoitusmenetelmistä on esitetty mm. englantilaisessa R.I.T. Williamsin kirjassa Cement-treated Pavements. /1/



KUVA A-5. Maabetonikerroksen paksuusmitoitus tvh:n mitoitusohjeen mukaan /40/



KUVA A-6. Vaihtoehtoisia päällysrakenteita, esimerkki tvh:n ohjeista /40/



KUVA A-7. Päällysrakennemateriaalien vastaavuuksia tvh:n mitoitusohjeen mukaan /40/

A 413 Maabetonin ainesosat ja suhteitus

Runkokiviaines

Maabetoni kehitettiin alunperin materiaaliksi, joka teki mahdolliseksi käyttää marginaalisia kiviaineeksi tien päällysrakenteissa. Periaatteessa kaikki silttejä karkeammat humuksettomat kivennäismaalajit on todettu sopiviksi sementillä sitomiseen. Rakeisuusohjealue muodostuu varsin väljäksi, kuva A-8. Se kattaa maalajinimeltään hiekan, soran sekä hiekka- ja sora-moreenin. Perusvaatimuksena pidetään, että 0,074 mm alittavan aineksen osuus jää alle 30...35 % ja että materiaalissa ei ole yli 60 mm kiviä.

Kiviaines voi olla routivaa, hiekaista tai lajittunutta, jolloin sementin lisäyksellä korvautuvat runkoaineen puutteet ja maabetonille voidaan saada periaatteessa yhtäläinen rakenteellinen lujuus runkoaineksesta riippumatta.

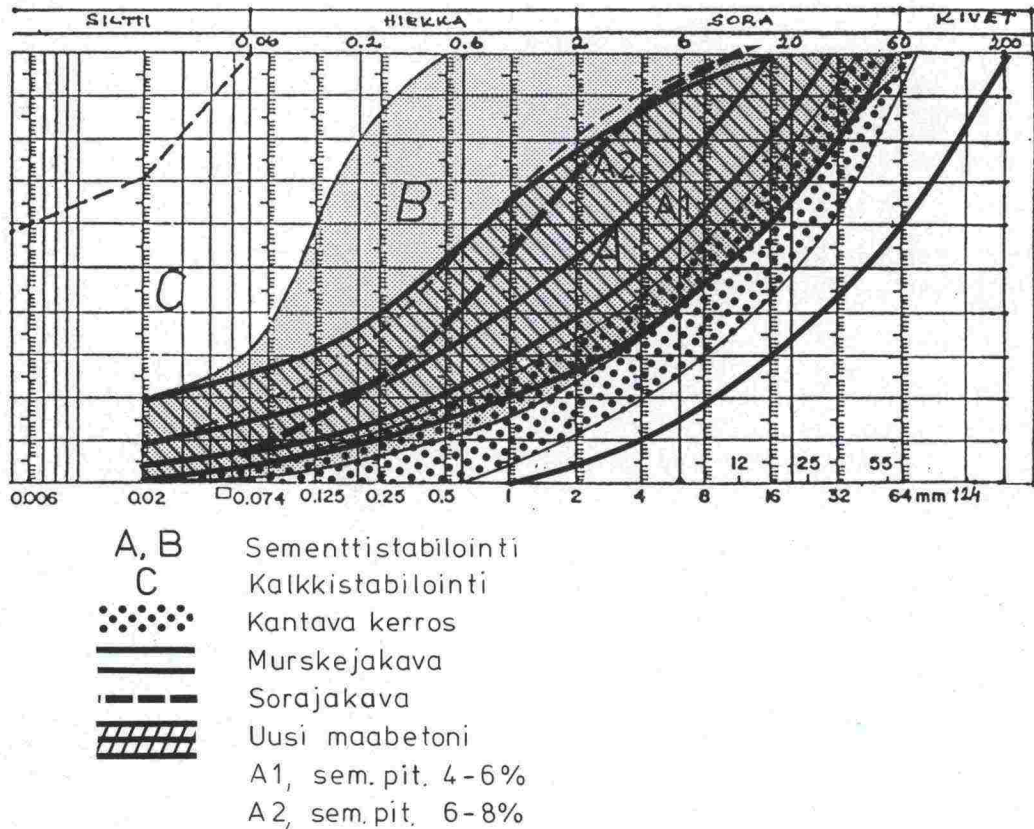
Eri maissa rakeisuusohjealueet ovat muodostuneet erilaisiksi kiviainesten saatavuudesta ja maabetonin käyttötavoista riippuen, kuva A-9, mutta yleensä kaikki käytetyt runkoaineet sijoittuvat edellä esitetyn määrittelyn puitteisiin.

Luonnosta suoraan saatavien kiviainesten lisäksi on maabetonin runkoaineena entistä useammin käytetty teollisuuden jättemassoja tai sivutuotteita, kuten erilaisia kuonia, sekä vanhoja tien kerrosmateriaaleja ja päällysteitä. Suomessa on 1980-luvulla suoritettu useita tutkimuksia

ja kokeita moreenin käytöstä maabetonin runkoaineena. /12, 13, 14, 15,61/

Kun maabetonin ominaisuuksissa korostetaan eroosion-, kosteuden- ja pakkaskestävyyttä absoluuttisten lujuusvaatimusten sijaan, saadaan väljillä rakeisuusvaatimuksilla edullisia rakennekerroksia päällysrakenteen eri osiin, /16/, kevyemmin liikennöidyillä teillä kantaviin ja jakaviin kerroksiin, mutta raskaasti liikennöidyillä teillä etupäässä vain jakaviin kerroksiin. Kun korostetaan maabetonin puristus- ja taivutusvetolujuusominaisuuksia - kuten raskaasti liikennöityjen teiden kantavissa kerroksissa on tehtävä - on myös runkoaineen rakeisuudelle asetettava tiukemmat vaatimukset, /17, 18, 19/. Niinpä lähinnä keskieu-rooppalaisen kokemuksen ja tutkimuksen pohjalta on kehittynyt "uusi maabetoni", jonka runkoainekselta vaaditaan puhtautta, lujuutta ja suhteistunutta rakeisuutta.

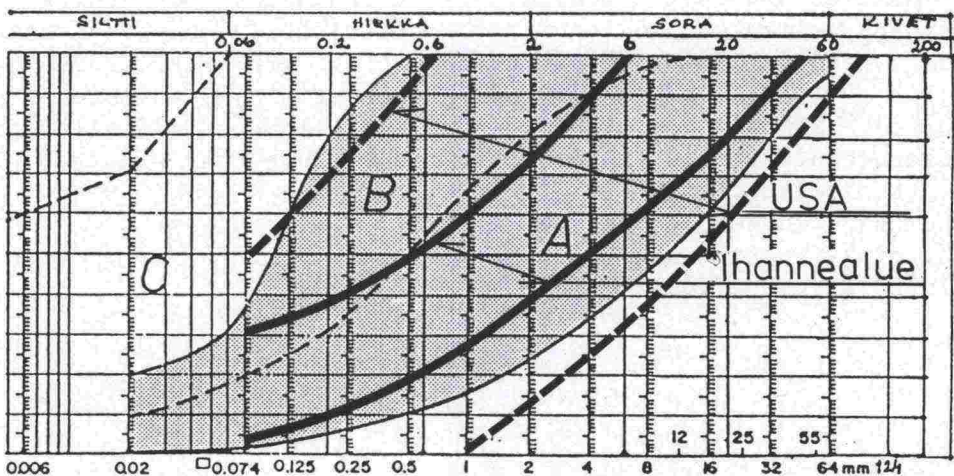
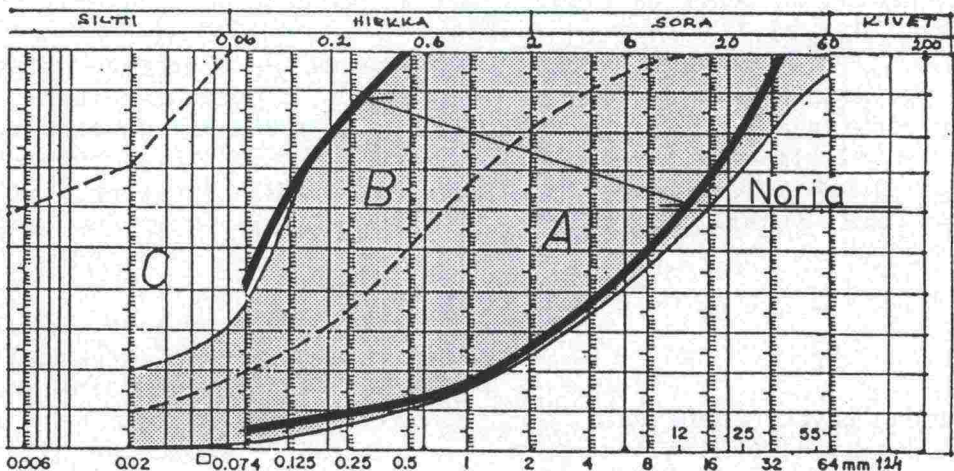
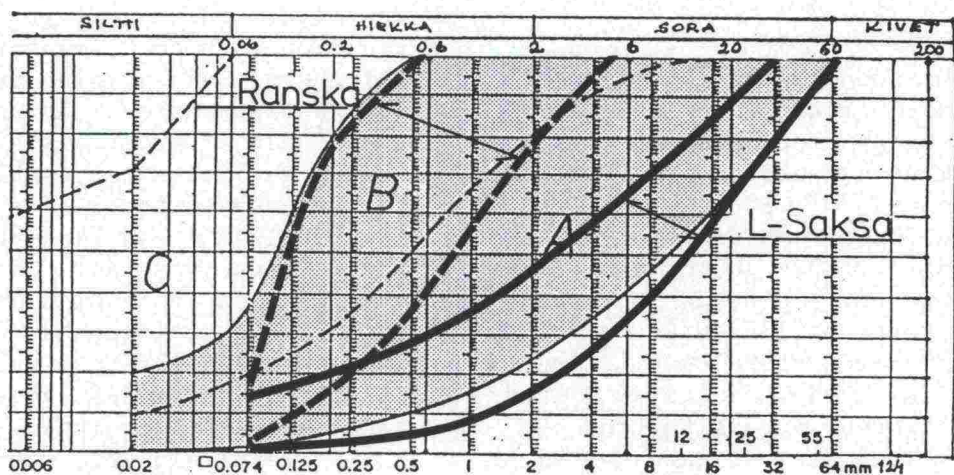
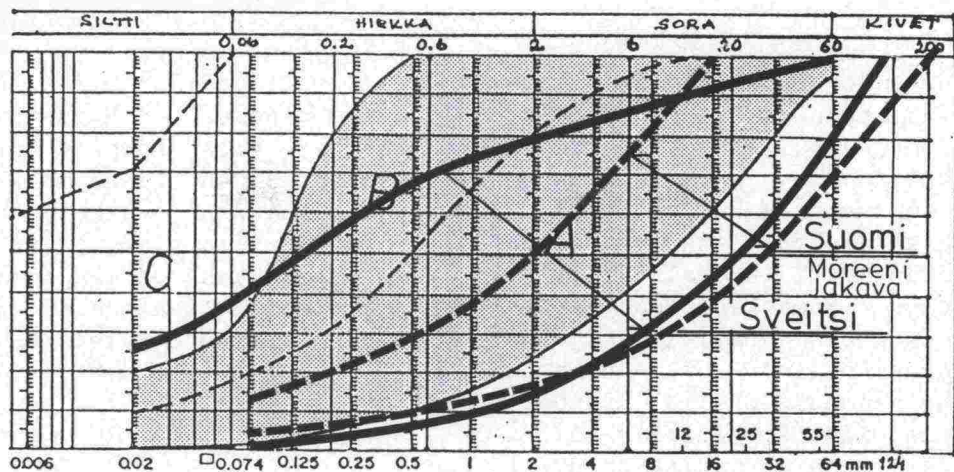
Eri maiden normeissa rakeisuusohjealue vastaa parhaiden sitomattomien ja kantavien ja jakavien kerrosten ohjealueita, kuitenkin niin, että maabetonin maksimiraekoko on enintään 50 mm, esimerkkeinä Suomen (kuva A-8) ja Saksan liittotasavallan normien rakeisuusvaatimus (kuva A-9).



KUVA A-8. Suomalaisia rakeisuusohje-
alueita stabiloitavalle kiviainekselle
/25, 40/

Suurimmat kuivatilavuuspainot ja suurimmat maabetonin lujuudet on to-dettu saatavan rakeisuuskäyrällä, joka keskiosaltaan sivuaa alempaa rajakäyrää, mutta ylä- ja alapääs-sään lähestyy ylemmää rajakäyrää.

Norjalaisen suosituksen mukaan hieno-
aineksen ($< 0,074$ mm) ja sementin
yhteismäärän tulee maabetonissa olla
vähintään 10 %, /10/. Toisaalta hie-
noaineksen määrän ollessa yli 15 %
pidetään maabetonia vaikeasti käsi-
teltävänä. Jos runkoaines on murs-
kattua materiaalia - etenkin hiekan
rakeisuutta vastaava osuus - saavu-
tetaan parhaat lujuudet.



KUVA A-9. Maabetonin rakeisuusohjealueita eri maissa (pohjalla Suomen ohjealueet kalkki- ja sementtistabiloinnille)

Sementti

Tavallinen Portland-sementti on yleisin maabetonin sideaine. Siellä, missä muiden hydraulisten sideaineiden, masuunikuonan ja lentotuhkan tarjonta on suurta - kuten Belgias- sa, Ranskassa ja Espanjassa - maabe- toni tehdään näitä sideaineita hy- väksikäyttäen. Sementin osuus side- aineessa saattaa tällöin jäädä 15...40 prosenttiin, /20/. Suomessa hyväksytään sementin ohella masuuni- kuonajauheen käyttö kuitenkin niin, että sideaineessa on vähintään 30 % sementtiä, /21/.

Monissa maissa kuonasementtiseoksia vierastetaan maabetonin yhteydessä lujuuden hitaan kehittymisen takia. Kun Portland-sementillä saavutetaan 7 vrk:n iässä 70 - 80 % 28 vrk pu- ristuslujuudesta, jää vastaava osuus kuonaseoksilla 20 - 30 prosenttiin. Hyvää alkulujuutta pidetään maabeto- nilla tärkeänä, sillä vain harvoin maabetoni voidaan rauhoittaa liiken- teeltä niin, että se sallisi hitaan lujuuskehityksen hyväksikäytön. Lu- juuskehityksen häiritseminen varsin- kin alkuvaiheessa on tuhoisaa loppu- lujuudelle.

Toisaalta kuonien käyttö sallii pi- temmän työstämisajan tuoreelle maa- betonille, ja täysin kehittyneet (90 vrk) loppulujuudet ovat vastaavia tai parempia kuin pelkällä Portland- sementillä.

Lisäaineet

Lisäaineitten käyttö maabetonin yh- teydessä on toistaiseksi melko har- vinaista. Humuspitoisuuden hidasta- vaa vaikutusta sementin kovettumi- seen voidaan neutraloida rakennus- hienokalkilla (1 - 2 % kiviaineksen kuivapainosta). Samaan vaikutukseen päästään usein edullisemmin korotta- malla sementtipitoisuutta n. 1 %-yk- sikköä. Humus on kuitenkin arvaama- ton tekijä, minkä vuoksi humuspitoi- sia kiviaineita tulisi välttää.

Sementin sitoutumisreaktiota voidaan kiihdyttää esimerkiksi kalsiumklori- din avulla (0,3 - 0,8 % kiviaineksen kuivapainosta). Hidastimien käyttö saattaa olla tarpeen muokkaus- ja käsittelyajan lisäämiseksi. Yleensä sitomisaikaan vaikutetaan suoraan sideainevalinnalla ilman lisäainei- ta. Ranskassa on laajemmin tutkittu maabetonin lisäaineita. Siellä myös näiden käyttö on yleisempää.

Suhteitus

Sementin, veden ja kiviaineksen kes- kinäinen suhde maabetonimassassa riippuu paitsi kiviaineksen laadusta ja rakeisuudesta, myös maabetonille asetetuista tavoitteista. Yhdysval- loissa ja Sveitsissä asetetaan sään- kestävyystavoitteet, ja suhteitus määritellään ennakkokokeilla näitä tavoitteita vastaan. Säänkestävyys- vaatimuksena voi olla menetelmästä riippuen maksimipainohäviö tai näyt- teen suurin sallittu pituuden muutos tiettyjen jäädytys/sulatus- tai kui- vatus/kyllästyskokeitten jälkeen /2, 22/. Amerikkalaista suhteitusmenet- telyä esittää kuva A-10.

Useimmissa Euroopan maissa maabeto- nille asetetaan kuitenkin ensi si- jassa puristuslujuustavoite (kuva A- 11) ja tarvittava sementtipitoisuus määritetään ennakkokokeilla todelli- sia aineosia käyttäen, /5/.

Ennakkojärjestely voi olla esimer- kiksi seuraava, ks. kuva A-12. Pa- rannetulla Proctor-kokeella määrite- tään sementti-kiviainesseoksen opti- mivesipitoisuus ja maksimikuivatila- vuuspaino kolmella eri sementtipi- toisuudella, puristetaan nämä maksi- mikuivatilavuuspainon antavat lieri- öt 7 vrk:n ikäisinä ja arvioidaan puristuslujuustulosten perusteella, millä sementtimäärällä tavoitelujuus on saavutettavissa, /23, 24/.

		Normaali sementin tarve		Sementin tarve 'Proctor-kokeessa' Jäädytys -sulatuskokeessa	
	Unified Soil Classification*	Usual Range in cement requirement**		Estimated cement content and that used in moisture-density test, percent by weight paino-%	Cement contents for wet-dry and freeze-thaw tests, percent by weight paino-%
		percent by vol. til. %	percent by wt. paino-%		
SORA	GW, GP, GM, SW, SP, SM	5 - 7	3 - 5	5	3 - 5 - 7
	GM, GP, SM, SP	7 - 9	5 - 8	6	4 - 6 - 8
	GM, GC, SM, SC	7 - 10	5 - 9	7	5 - 7 - 9
HIEKKA	SP	8 - 12	7 - 11	9	7 - 9 - 11
SILTIT	CL, ML	8 - 12	7 - 12	10	8 - 10 - 12
	ML, MH, CH	8 - 12	8 - 13	10	8 - 10 - 12
SAVI	CL, CH	10 - 14	9 - 15	12	10 - 12 - 14
	OH, MH, CH	10 - 14	10 - 16	13	11 - 13 - 15

* based on correlation presented by Air Force

** for most A horizon soils the cement should be increased 4 percentage points, if the soil is dark grey to grey, and 6 percentage points if the soil is black

C savet

S hiekat

M siltit

O orgaaninen aines

G sorat

KUVA A-10. Sementin tarve erilaisissa kiviainesmateriaaleissa amerikkalaisen ohjeen mukaan /2/

Koska sementti kuljetuksineen muodostaa noin puolet maabetonin kustannuksista, on optimisementtipitoisuuden selvittäminen etukäteen paitsi tekniseltä myös taloudelliselta kannalta välttämätöntä. Sementtipitoisuuden arvioimiseen on käytettävissä valmiiksi laskettuja, rakeisuusarvoihin pohjautuvia taulukoita, mutta niiden käyttöä ei yleensä pidetä täysin luotettavana. Voidaan kuitenkin esittää keskimääräisiä arvoja, kuten kuvassa A-10 on tehty.

Suomessa on lujoustavoitteeksi kantavassa kerroksessa asetettu 5 - 6 MN/m² 7 vrk:n iässä ja jakavassa kerroksessa vastaavasti 3 - 5 MN/m². Kantavan kerroksen maabetonin lujoustavoitetta ollaan nostamassa aina 10 MPa:iin saakka. Sementtipitoisuuden katsotaan vaihtelevan 4 - 8 % rakeisuusalueilla A1 ja A2 kuvassa A-8 ja 7 - 10 % rakeisuusalueella B laskettuna kiviaineksen maksimikuivatilavuuspainosta, /4, 25/.

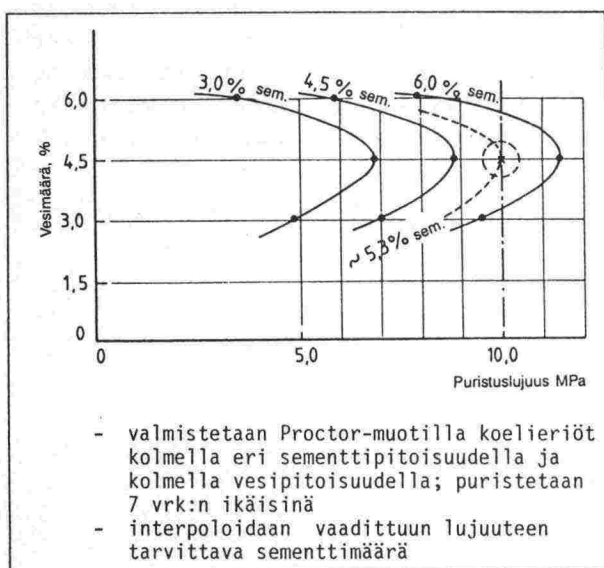
Jo 3 - 5 % sementtipitoisuudella päästään vaadittuihin puristuslujuuksiin korkealuokkaisilla murskatuilla kiviaineksilla, mutta monista syistä pidetään 4 % sementtipitoisuutta minimiarvona niin Suomessa kuin muuallakin. Minimisementtimäärä antaa varmuuden eroosion- ja pakkaskestävyydestä ja vähentää työn laadun vaihteluista aiheutuvaa riskiä.

Cement content (% on dry aggregate) and unconfined compressive strength (MPa)

Ilk maabet. Iaihabet. II lk maabet.									
Country	graded gravel/ coarse aggregate		lean concrete		sand-cement		cement content	compressive strength	
	cement content %	compr. strength MPa	cement content %	compr. strength MPa	cement content %	compr. strength MPa	remarks	after days	remarks
Australia	3-4	1-2	6	3	4-7	2-3		7	varies between states and aggregate used
Australia	4½ ^a	3		7	5 ^a	7		28	
Austria						0.7	local experience: min 5%	7	quality control
Austria		5				1		28	only for approval test
Belgium	2½-4		4-6	4				90	statistic minimum mean - 2 stand. deviation (cored, 0.15 m :)
Brazil			4-9						
Canada	7	3.5			5-7½	1.7-2.4	sand-silt: 10-11%.	7	usually 2-3 MPa:
Canada						3.4		28	variations per province
China	5-6	3-4						7	
Czechoslovakia	5-7	2.5-3.5	4½-6	7-12	6-8		silt: 8-9%	7	motorways
Czechoslovakia		1.8-2.5		6-11				7	otherways
Denmark	4 ^a	5	10 ^a	10	6½ ^a	3		7	statistic requirements
FDR Germany	4-6	7-12	6½-10 ^a			6	e.g. gravelly sand 0/32; min 3%; sand 0/2 mm: min 10%	28	0.15 m o, h = 0.125 m
France	3½		7½-8		5-7				
France	4.5			10.0				7	average of 10 } cubes
United Kingdom	2.5			6.5				7	individual
Italy	2½-3½	2.5-4.5					for new layers	7	motorways
Italy	3½-5	3.0-7.0					for recycling	7	other roads, airports
Japan	3-5	3			4-6	3		7	base } target
Japan		1				1		7	subbase } value
Netherlands					8	5	mean value, depends on sand	28	Proctor 0.10 m o Wopt-2 for detn. of cement content.
Netherlands						1.5		90	Statistic min. = mean - 1.3 stand. dev. for n=20 (cored, 0.10 m :)
Norway	5-8	3-4						7	Recommended: min. 5 MPa
Holland	2-4	1.6-2.2		3.5-5.5	8-10	1.0-1.6		7	
Holland		2.5-5.0		6.0-9.0		1.5-2.5		28	
Spain	3-4½	6			3-6	2.5		7	In practice 4.5-7 and 2.0-3.5 MPa
Spain		9						90	
Sweden	4-9	5.0			4-9		gravel or sand 6.3% mean value	7	In practice mean 6.6 (3.6-10.0) MPa
Switzerland	3-4½ ^a	2.5						7	
USSR						4-10 ^m			
Yugoslavia	3-4	2.0-5.5					examples; some- times higher to satisfy frost criteria	7	0.15 m o, h = 0.15
Yugoslavia	3-4	3.0-6.5						28	5.0 as target value

^a Calculated from data in kg/m³ with density 2.0 and 1.8 for sand-cement
^m Used for impregnation of crushed stone bases.

KUVA A-11. Maabetonin sementtipitoi-
suudet ja lujuusvaatimukset eri maissa
/5/



KUVA A-12. Esimerkki maabetoniin tar-
vittavan vesi- ja sementtimäärän
selvittämisestä /4,24/

A 42 RAKENTAMINEN

A 421 Työn suoritukselle asetettavat vaatimukset

Maabetonin etuna on, että sitä voidaan tuoreena käsitellä ja muotoilla irtomateriaalien tapaan tavanomaisilla työvälineillä ja lujuuskehitys tapahtuu vasta jälkikäteen. Sementin lisäys sinänsä ei kuitenkaan riitä tekemään kiviainesmateriaalista kantavaa. Ratkaiseva merkitys on työn suorituksen onnistumisella.

Maabetonissa on varsin vähän sementtiä, minkä vuoksi tehokas sekoitus ja massan homogeenisuus ovat ensiarvoisen tärkeitä. Löyhäksi jääneellä maabetonilla ei ole lujuutta. Sen vuoksi tiivistyksen tehokkuus on ehdoton vaatimus. Puutteellinen jälkihoito taas pilaa maabetonin lujuuskehityksen ja lisää halkeilua.

Maabetonin suunnittelutavoitteiden saavuttamiseksi on siten välttämätöntä, ettei vain työn laadun valvontaa, vaan koko työprosessi viedään läpi sellaisilla välineillä ja menetelmillä, että syntyy homogeeninen ja lujuustavoitteet täyttävä maabetonikerros. Työn suorituksen tavoitteita ovat:

- oikea vesipitoisuus (lähellä optimivesipitoisuutta)
- oikea sementtipitoisuus (tasaisesti koko massassa)
- riittävä tiiviysaste (yleensä vähintään 97 % parannetulla Proctor-kokeella määrätystä maksimikuivatilavuuspainosta)
- suotuisat lämpö- ja kosteusolosuhteet lujuuden kehittymiselle jälkihoitoaikana (työ vain yli +5 C lämpötilassa, hyvä jälkihoitoaine)
- pinnan suojaaminen liikenteen rasitukselta riittävän pitkäksi ajaksi.

A 422 Työmenetelmät

Tunnettuja maabetonin rakentamisen työmenetelmiä ovat paikallasekoitusmenetelmä ja asemasekoitusmenetelmä. Paikallasekoitusmenetelmä on vanhempi ja sen eri työvaiheita varten on etenkin Yhdysvalloissa kehitetty tehokasta erikoiskalustoa, /2/.

Paikallasekoitusmenetelmä on edullisimmillaan silloin, kun käytetään hyväksi tiellä jo olemassa olevia kiviainesmateriaaleja. Vaikka maabetonin laatuhaajonta tulee tällä menetelmällä suuremmaksi, pidetään sitä edelleen täysin rinnakkaisena työmenetelmänä asemasekoitukselle useissa maissa, etenkin Yhdysvalloissa. /1, 2/

Asemasekoitusmenetelmää pidetään edullisena silloin, kun käytetään ulkopuolelta tuotavia korkealuokkaisia kiviaineksia. Tasaisemman laadun takia useissa maissa, kuten Norjassa, Tanskassa, Saksan liittotasavallassa ja Espanjassa, asemasekoitusmenetelmä on normien mukaan ainoa hyväksyttävä menetelmä kantavan kerroksen maabetonille, /5, 26, 27/.

Suomessa on 2/3 tähänastisista maabetonitöistä tehty paikallasekoitusmenetelmällä ja 1/3 asemasekoitusmenetelmällä.

Eri työmenetelmien soveltuvuutta sekä niiden etuja ja haittoja käsitellään lähemmin oheisessa taulukossa, (Taulukko A-1).

TAULUKKO A-1. Maabetonin eri työmenetelmien vertailua

ASIA	PAIKALLASEKOITUS-MENETELMÄ	ASEMASEKOITUS-MENETELMÄ
Laatu	Epähomogeenisempi laatutaso Hajonta suurempi	Hyvä laatutaso Hajonta pieni
Hinta	Usein halvempi	Kilpailukykyinen, kun massan kuljetusmatka lyhyt
Kohteen koko	Sopii pieniin kohteisiin	Usein edellyttää suurehkoa kohdetta
Työn suoritus	Monia työvaiheita kentällä	Vähemmän työvaiheita
Erikoiskalusto	Sekoitin, sementinlevitin	Betoniasema, levitin
Alusta	Runkokiviaines toimii alustana	Vaatii tasaisen, kantavan alustan levityskoneelle
Materiaalien käyttö	Hyödyntää olemassa olevia kiviaineita	Ulkoa tuotu kiviaines
Massan käsittely	Kastelu ja muotoilu tiehöylällä viimeistelyvaiheessa mahdollinen	Levitettyä kerrosta ei yleensä enää muotoilla, edellyttää alustalta hyvää tasaisuutta
Tehokas työaika (enint. 2 h)	Enemmän aikaa tiivistämiseen ennen sementin sitoutumista	Lyhyempi työaika massan kuljetuksen takia
Soveltuvuus	Aina kun käytetään hyväksi vanhan tien kiviaineita	Raskaasti liikennöityjen asfalttipäällysteisten teiden kantaviin kerroksiin
Muulloin työmenetelmä voidaan valita paikallisten olosuhteitten, saatavissa olevan kaluston tai hintavertailun perusteella.		

A 423 Työvaiheet ja kalusto

Oleelliset työvaiheet maabetonikeroksen rakentamisessa ovat, /28/:

Paikallasekoitus Asemasekoitus

- | | |
|---|--|
| - esityöt
lisämateriaalin
ajo,
kivien poisto,
pohjan möyhennys,
kastelu,
yms. | - esityöt:
kiviainesten
hankinta,
betoniaseman
pystytys alus-
tan tiivistys
ja muotoilu,
yms. |
| - sementin levitys | - Massan valmis- |
| - sekoitus | mistus ja kulj. |
| - muotoilu | - levitys |
| - tiivistäminen | - tiivistäminen |
| - jälkihoito | - jälkihoito |

Paikallasekoitusmenetelmässä kivien poisto ja pohjan möyhennys ovat huolellisuutta vaativia työvaiheita, joista lopputuloksen homogeenisuus paljon riippuu. Sementin levitys voi tapahtua pienessä työssä säkkilevityksenä ja suuremmissa joko maataloudessa käytetyillä kalkinlevittimillä tai erikoislevittimellä (kuva A-13). Levitystarkkuuden tulisi olla hyvä ja tarvittava sementtimäärä pitäisi voida levittää yhdellä kerralla. Näissä suhteissa kaikki nykyisin käytössä olevat laitteet ovat epävarmoja.

Paikallasekoituksen tulee tapahtua erikoissekoittimia käyttäen. Suomessa on yleensä käytetty kevyehköjä, lähinnä maatalouskäyttöön tarkoitett-

tuja jyrsimiä, joiden sekoitusteho on riittänyt vain ohuihin maabetonikerroksiin. Suomessa on myös kehitetty uudentyyppisiä sekoituskoneita, kuten Keski-Pohjanmaalla käytetty auratyypinen sekoitin.

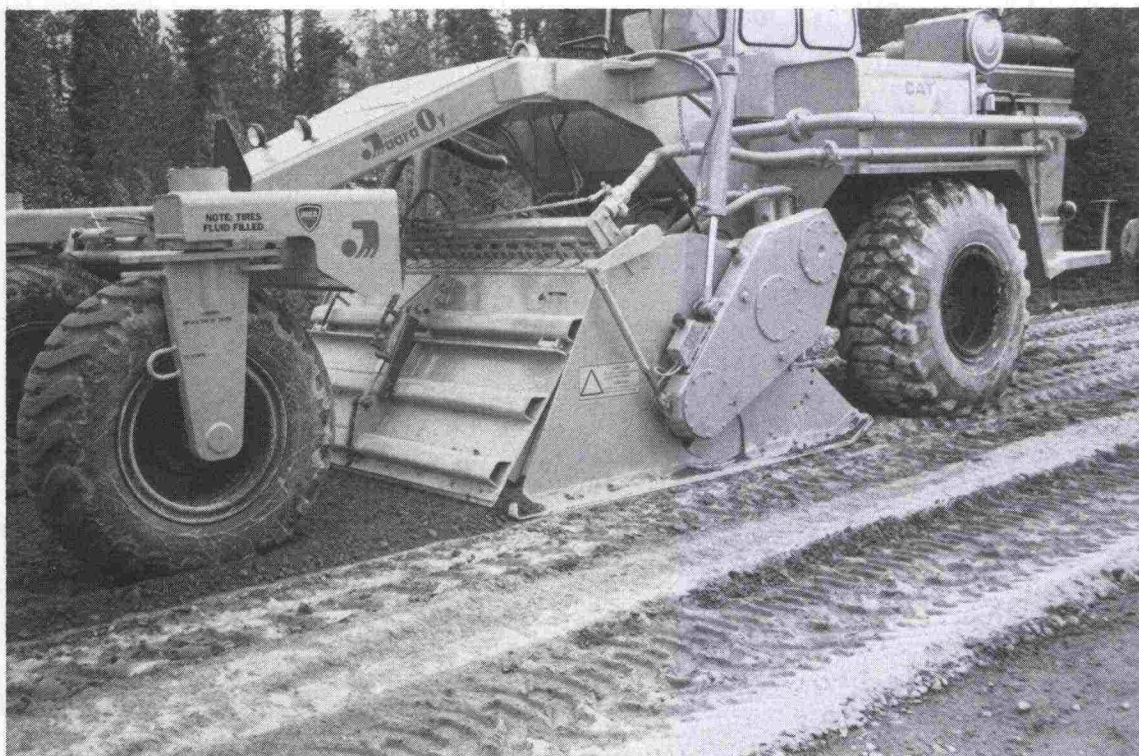
Hyviä kokemuksia on saatu viime vuosina maahan hankitusta järeämmästä kalustosta, kuva A-14. Tällä kalustolla on saatu hyvä sekoitustulos jo yhdellä sekoituskerralla 15 - 17 cm:n paksuisella kerroksella. Vielä näitäkin järeämpää kalustoa on saatavissa ja käytössä ulkomailla. Niiden taloudellinen käyttö edellyttää kuitenkin suuria työmaita ja suurempia maabetonipaksuuksia.

Erikoinen on Yhdysvalloissa hyvin tunnettu WINDROW-menetelmä, /2/, jossa kiviaines kootaan tai levitetään tielle pituussuuntaiseksi karheeksi. Sementti levitetään karheen päälle ja massa sekoitetaan ja levitetään erikoissekoittimella, joka nostaa massan sisäänsä, sekoittaa sen ja levittää uudelleen tielle.

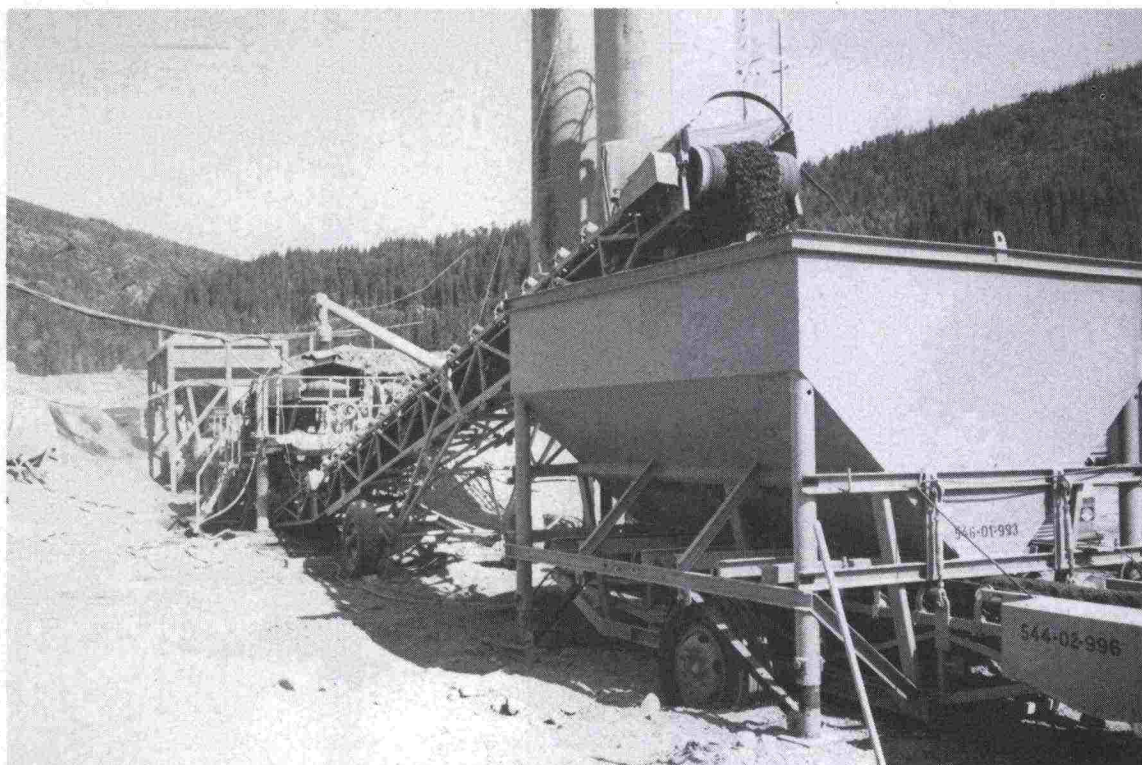
Asemasekoitusmenetelmässä alustan tiivistys ja muotoilu on tärkeä esityövaihe, koska massa levitetään yleensä tasapaksuna kerroksena eikä pinnan tasaisuutta enää levittämisen jälkeen korjata. Massan valmistus ja kuljetus tapahtuu tavanomaisen betonituotannon tapaan ja levitys suoritetaan joko autoon kiinnitettävällä laahaimella tai asfaltinlevittimellä. Kun maabetonia tehdään kantavaan kerrokseen ja tasaisuusvaatimus on tiukka, on syytä käyttää ohjauslankaa ja automaattista korkeusasemasäätöä levityskoneessa. Massanvalmistuskapasiteetin tulisi olla niin suuri, että levityskone voi edetä mahdollisimman vähin pysähdyksin. Työvuoron päättyessä ja yli kahden tunnin keskeytysten jälkeen tehdään pystysuora työsauma täyssyvänä poikisaumana. Vierekkäiset kaistat levitetään kahden tunnin sisällä ja siten, että pituussauma voidaan tiivistää valmiiksi, ennen kuin maabetonin sitoutuminen alkaa.



KUVA A-13. Sementin levitystä Panienlevittimellä (hankittu Suomeen v. 1988)



KUVA A-14. Stabilointijyräsin
Cat RR 250 työssä



KUVA A-15. Koneasema asemasekotteisen
maabetonin valmistamista varten

Molemmissa menetelmissä tiiviysvaatimuksena pidetään yleisesti vähintään 97 % parannetusta Proctor-tiiviydestä koko maabetonikerroksessa. Tämä on mahdollista, kun tiivistäminen tapahtuu optimikosteudessa ja järeällä tiivistyskalustolla. Raskaat, 8 - 10 tonnin täryjyrät ovat luotettavimpia maabetonijyriä. Kaluston soveltuvuus tulee varmistaa koejyryyksellä työn alussa. Tiivistys aloitetaan löyhässä massassa ilman täryä ja suoritetaan loppuun 4 - 6 jyräskerralla täryvoimaa lisäten. Raskaan yhdistelmäjyrän (täryjyrä - kumipyöräjyrä) käyttö maabetonitoisissa on yleistynyt; kumipyöräjyrä varmistaa pintaosan tiiviyden ja antaa hyvän loppuviimeistelyn. Tiivistäminen on suoritettava loppuun, ennen kuin sitoutuminen alkaa, yleensä viimeistään kahden tunnin kuluessa sementin sekoittamisesta. Tehokas tiivistäminen ei saa johtaa alipak-suuteen maabetonikerroksessa; riittävä tiivistymisvara tulee ottaa huomioon maabetonikerroksen löyhässä paksuudessa. Maabetonin pintaan ei saa jäädä erottuneita kohtia; sellaiset on sekoitettava ja tiivistettävä uudelleen.

Tiivistämisen ohella jälkihoidolla on ratkaiseva merkitys maabetonin lujuuskehitykselle ja halkeamamuodostukselle. Kerros on pidettävä kosteana ja se on rauhoitettava liikenteeltä. Pinta voidaan suojata kastelemalla tai erityisellä jälkihoidoaineilla. Luotettavin on kuitenkin bitumiemulsiosuojaus (0,8 - 1,0 kg/m²) joka tehdään heti tiivistämisen jälkeen tuoreelle maabetonipinnalle; jo kuivahtanut pinta voidaan kosteuttaa ennen emulsion levitystä.

Vaihtoehtoisesti voidaan levittää ensimmäinen asfalttikerros tuoreelle maabetonipinnalle; tämä menettely varmistaa hollantilaisen kokemuksen mukaan parhaiten halkeamien muodostumisen harmittomaksi hiushalkeamaverkostoksi.

Liikenteeltä rauhoittaminen on sitä tärkeämpää, mitä suurempaa taivutusvetolujuutta kerrokselta odotetaan, ts. mitä ylempänä rakenteessa kerros sijaitsee. Yleensä katsotaan, että normaalisementtejä käytettäessä kevyempi liikenne voi käyttää maabetonipintaa 3 vrk ja raskas liikenne 7 vrk kuluttua. Jos liikenne on sallittava aikaisemmin, suojataan maabetoni asfaltilla tai murskekerroksella (> 10 cm) ja arvioidaan riskit hankekohtaisesti esimerkiksi kuvan A-16 ruotsalaista tarkastelutapaa noudattaen. Tie- ja vesirakennushallituksen ohjeissa sallitaan kantavalla alustalla kevyt ajoneuvoliikenne 1 vrk:n ja raskas liikenne 3 vrk:n kuluttua. Lujuuden on ohjeen mukaan oltava > 2 MN/m² ennen liikenteelle avaamista.

Kun asfaltti tulee suoraan maabetonin päälle, pidetään emulsiokäsittelyä ja sirotepintausta usein välttämättömänä myös asfaltin ja maabetonin toisiinsa liimautumisen varmistamiseksi. Sirotepintausta vähentää myös halkeamien heijastumista asfaltin pintaan.

A 424 Laadunvalvonta

Maabetonityön työnaikainen laadunvalvonta seuraa kiviainesten rakeisuutta, vesi- ja sementtipitoisuutta sekä tiiviysastetta. Lopputuloksen laatua arvostellaan puristuslujuuden perusteella. Myös pakkaskestävyyttä (routivuus, vedenkestävyys) ja taivutusvetolujuutta saatetaan testata jähkikäteen. Laboratorio-ohjeet ja työselitykset sisältävät määräykset tutkimusmenetelmistä ja näyte- ja mittaussäilyneistä eikä niissä yleensä ole suuria eroja eri maiden välillä. Vain suhtautumisessa puristuslujuuden ja pakkaskestävyyden tarkkailuun on merkittävämpiä eroja.

Puristuslujuudelle asetetaan eri maissa erilaisia tavoitteita ja sitä testataan erilaisilla menetelmillä, esimerkkinä taulukossa A-2 Länsi-Saksan, Ruotsin ja Suomen koejärjestelyt ja lujuustavoitteet. Tämä erillaisuus tulee tiedostaa, kun puristuslujuustietoja käyttää vertailujen pohjana.

**TAULUKKO A-2. Maabetonin puristus-
lujuuden määrittäminen Länsi-Saksassa,
Ruotsissa ja Suomessa**

	Näytteen halk. (mm)	Näytteen korkeus (mm)	Tekotapa	Näytteen päiden tasaus	Kuormitusikä (vrk)	Kuormitusnopeus	Puristuslujuusv. MPa	Huom.
Länsi-Saksa	150	125	tärypöytä + irtopaino < 12 kg näytteen päällä	kipsi- tai pikasem. laasti 2 vrk ennen koetta	28	0,1 MPa/s	7 - 12	käytössä myös 150 x 300 mm sylinteri, jolloin lujuusarvot n. 30 % pienempiä
Ruotsi	152	130 ± 3	tärysullonta Kango-vasaralle	sem.laasti tai kumilevy	7	kokoonpuristuman kasvu 0,03 mm/s	5 - 10	tasattaessa kumilevyllä lujuusarvot 50 % pienempiä
Suomi	152 (102)	114 (117)	sullonta Proctor-vasaralla	sem.laasti tai rikki	7	0,14 MPa/s	4 - 6	

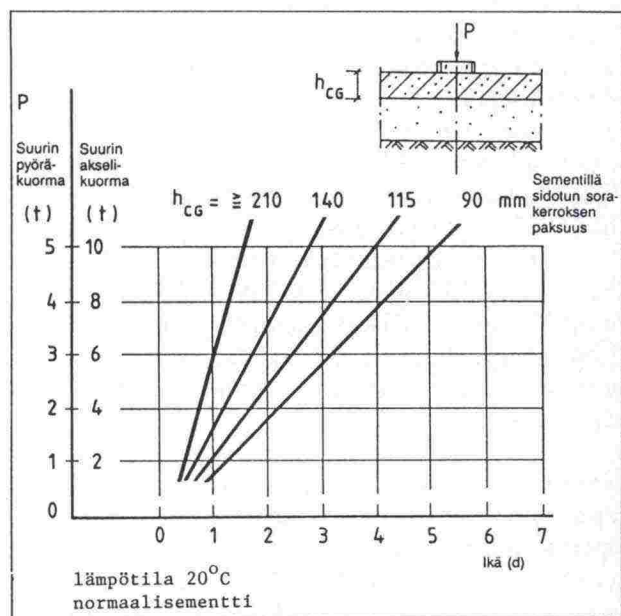
Saksan liittotasavallassa kuuluvat sekä puristuslujuus- että pakkaskestävyyskokeet myös työnaikaiseen laadunvalvontaan, /26/; monissa maissa (Yhdysvallat, Hollanti ym.) testataan puristuslujuus vain ennakkokeilla, laadunvalvonnassa seurataan pakkaskestävyyttä ja kosteusvaihtelujen rapauttavaa vaikutusta, /29/.

Pohjoismaissa ei maabetonille aseteta mitattavaa pakkaskestävyysvaatimusta. Puristuslujuuden katsotaan kuvaavan myös pakkaskestävyyttä. Maabetonin edellytetään olevan ehdottomasti routimatonta. Saksan liittotasavallassa on vaatimuksena < 1 o/oo korkeuden muutos jäädytyksessä Proctor-näytteessä 12 jäädytyskierron jälkeen, /27/.

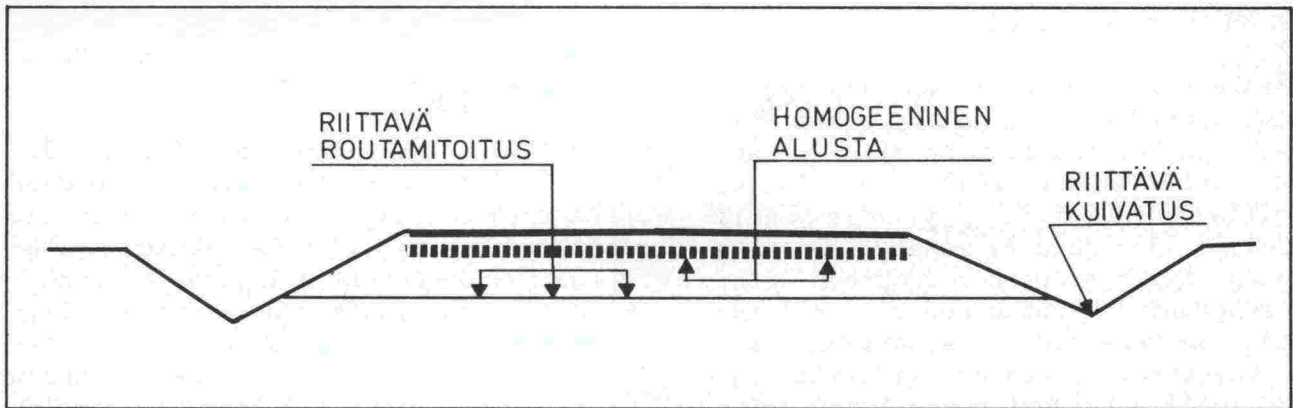
Taivutusvetolujuus määritetään yleensä halkaisulujuutena lieriönäytteistä; myös erikseen valettuja palkkeja käytetään.

Ylimalkaan erilaisten lujuusnäytteiden tekeminen ja koestaminen on hankalaa, kun on kyseessä varsin kuiva massa, ja tällaiset menetelmät soveltuvat huonosti maabetonityön kenttävalvontaan. Tutkimusmenetelmiä kehitetäänkin eri tahoilla erityisesti jyräbetonia silmälläpitäen. Maabetonityön lopputuloksen seurantaan saattaisi riittää 7 vrk:n tai

28 vrk:n ikäisten poranäytteiden otto suoraan tieltä ja niiden testaaminen. Samalla saataisiin luontevasti paksuuskontrolli. Tällainen käytäntö on mm. Kanadassa koskien tosin laihabetonitöitä.



KUVA A-16. Tuoreelle maabetonille sallittavat akselipainot ruotsalaisen ohjeen mukaan /23, 24/



KUVA A-17. Maabetonin kestävyys-
ulkoiset edellytykset

A 43 EDELLYTYKSET MAABETONIKER- ROKSEN KESTÄVYYDELLE

Maabetonikerrokselta odotetaan pitkä-
aikaista hyvää kestävyttä. Siihen
eivät riitä oikea mitoitus, hyvät
materiaalit tai asiantunteva raken-
taminen. Kestävyys kannalta rat-
kaiseva merkitys on sellaisilla "ul-
koisilla" tekijöillä kuin alustan
kantavuus, rakenteen kuivatus tai
rakenteen routamitoitus, (kuva A-
17).

Tällainen kevätkantavuuden minimita-
so, jolle jakavan kerroksen maabeto-
nia voidaan mitoittaa, vaihtelee eri
maissa yleensä välillä 20...40 MPa
(5...10 CBR) /2, 5/. TVH:n suunnit-
teluohjeitten mukaan alustan kanta-
vuusvaatimus maabetonille on 40...50
MPa, /21, 25/. Mitoitettaessa maabe-
tonia kantavaan kerrokseen vaihtelee
minimivaatimus alustan kantavuudelle
80...120 MPa, /5, 30/. Suomessa täl-
laista minimiarvoa ei ole erikseen
määrätty.

A 431 Alustan kantavuus

Maabetonin alustan riittävä, tietyn
minimitason ylittävä kantavuus on
tärkeä kahdesta syystä:

- Heikolla alustalla maabeto-
nia ei voida tiivistää teh-
okkaasti ja lujuus jää al-
haiseksi.
- Heikolla alustalla liiken-
teen aiheuttamat taivutus-
vetojännitykset kasvavat
yli sallittujen arvojen,
maabetoni halkeilee ja me-
nettää jäykkyyttään.

Mitä ylempänä rakenteessa maabetoni-
kerros tulee sijaitsemaan, sitä tär-
keämpää on, että alustalla on riit-
tävä ympärivuotinen kantavuus. Mitä
heikompi on alustan kantavuus, sitä
suurempi varmuuskerroin on oltava
kerroksen paksuutta mitoittaessa.

A 432 Rakenteen kuivatus

Tierakenteen tulee olla sellainen,
että maabetonikerros ja välittömästi
sen alla oleva sitomaton kerros voi-
vat kuivattua vapaasti sivuojiin tai
molemminpuolisiin salaojiin. Tämä on
tärkeää, koska

- vesikyllästeinen alusta me-
nettää kantavuuttaan sula-
misvaiheessa eikä tue maa-
betonia riittävästi
- maabetonin pakkaskestävyys
joutuu liian lujille, jos
maabetoni "ui" vedessä jää-
tymisvaiheessa; maabetoni
halkeilee ja menettää jäyk-
kyyttään.

A 433 Routamitoitus

Maabetonirakenteen tulee olla asianmukaisesti routasuojattu; routanousuerot ja kevätkantavuuserot on tasattava riittävän paksuilla routimattomilla kerroksilla ja siirtymäkiiloilla. Jos näin ei menetellä, jakavaan tai kantavaan kerrokseen tehty maabetoni tuhoutuu nopeasti ja jyrkät routanousuerot heikentävät ajomukavuutta. Tästä on kaikilla Pohjoismailla karvaat kokemukset vanhojen teiden parantamisesta 1960 - 70-luvuilta. Suomessa on katsottu, että maabetonirakennetta tulisi välttää, jos tien tasainen kokonaisroutanousu ylittää 100 mm tai epätasainen routanousu ylittää 50 mm, /25/.

Vanhalla tiellä routapaikat ja siirtymäkiilatarpeet tulee selvittää suunnitteluvaiheessa ja suorittaa tarpeelliset massanvaihdot etukäteen. Uudella tiellä päällysrakenteen kokonaispaksuus määräytyy asianmukaisen routamitoituksen perusteella. Kantavaan tai jakavaan kerrokseen tehtävät maabetonikerrokset -jotka ovat sinänsä melko ohuita - eivät yleensä vaikuta päällysrakenteen kokonaispaksuuteen, /30/.

Rakenteen jäykkyyden lisääntyminen voidaan ottaa huomioon paksuutta vähentävänä tekijänä vasta, jos maabetonikerrokset ovat paksuja (> 25 cm) tai maabetonikerros sijoitetaan päällysrakenteen alimmaksi kerrokseksi (voileipä rakenne), /22/. Tällöinkin on routanousuerot tasattava erikseen. Jäykän päällysrakenteen routamitoitusta käsitellään lähemmin kohdassa B 4.

A 5

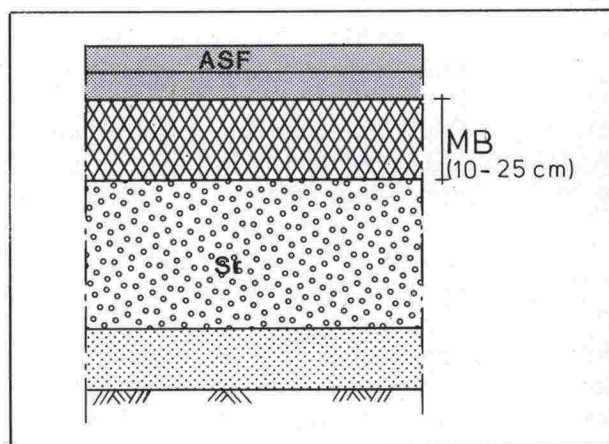
MAABETONIN KÄYTTÖ TIERAKENTEEN ERI OSISSA

Edellä olevista kohdista on jo käynyt ilmi, että maabetonia voidaan käyttää tierakenteissa eri tavoilla. Alkuperäisintä käyttöä lienee maabetonikerros betonipäällysteen alustana tai pohjamaata vahvistavana välikerroksena. Uudempaa on käyttö asfalttipäällysteisen sekarakenteen eri kerroksissa tai vanhojen teiden kantavuuden parantamisessa. Eri käyttötapoihin liittyy omia tavoitteita ja erityispiirteitä, joita käsitellään tässä kohdassa.

A 51 MAABETONI KANTAVASSA KERROKSESSA (kuva A-18)

Käytettäessä maabetonia asfalttipäällysteisen tien kantavassa kerroksessa saatetaan tavoitella

- kantavuuslisää sitomatto-
maan kerrokseen verrattuna
- kustannussäästöä bitumilla
sidottuun kerrokseen ver-
rattuna
- pienempää rakenteen defor-
maatiota
- pitempää rakenteen kestoi-
kää.



KUVA-18. Maabetoni kantavassa kerroksessa

Maabetoni-asfalttiyhdistelmillä saadaan päällysrakenteen yläosalle suu-rempi jäykkyys kuin pelkästään asfalttikerroksia käyttämällä. Myös tämä lisää pitkän kestoian edellytyksiä. Hintasuhteiden vaihdellessa vaihtelee myös maabetonin suora kilpailukyky asfalttikerrokseen verrattuna, mutta sementin hyvän saatavuuden ja suuremman kotimaisuusasteen takia maabetoni yhä useammin valitaan kantavaan kerrokseen sellaisissa maissa, joissa paksujen asfalttikerrosten käyttö on ollut yleisempää kuin Suomessa. Juuri kantavan kerroksen maabetonin tutkimiseen ja kehittämiseen suuntautuu suuri mielenkiinto eri puolilla maailmaa, /5/.

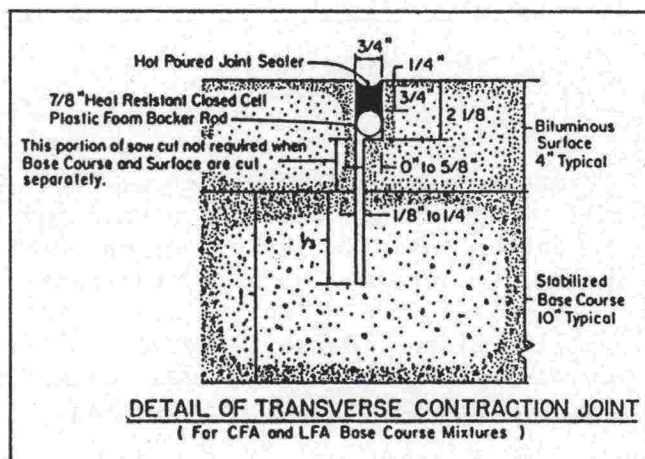
Kantavassa kerroksessa maabetoni on parhaimmillaan; sen lujuusominaisuudet voidaan hyödyntää siinä parhaiten. Mutta kantavassa kerroksessa on myös suurimmat vaatimukset kiviainekselle, suhteitukselle, pakkaskestävyydelle, työmenetelmille ja laadunvalvonnalle. Myös halkeamien heijastumisriski päällysteen pintaan on suuri. Monissa maissa on tosin saatu kokemuksia, että ohuisiin asfaltteihin syntyvät hiushalkeamat eivät heikennä rakenteen kestävyyttä eivätkä lyhennä kestoikää; haitta on visuaalinen.

Joka tapauksessa ohuet asfalttipäällysteet (5 - 10 cm) sallitaan heijastushalkeamavaaran takia useimmissa maissa toistaiseksi vain alemman luokan teille, /5, 30, 20/. Yleensä maabetonin päälle vaaditaan 10 - 20 cm asfaltin minimipaksuuksia. Nämä vaatimukset ovat heikentäneet maabetonin tosiasiallista kilpailukykyä ja kiihdyttäneet tutkimusta halkeiluhaittojen estämiseksi ja asfalttikerrosten ohentamiseksi. Itse halkeilutapahtuman kontrolloinin (koh- ta A 3) lisäksi lupaavia menetelmiä heijastushalkeamien estämiseksi ovat kumibitumin käyttö asfaltissa ja erilaiset bitumipintaukset ja -matot maabetonin ja asfaltin välis- sä.

Ohuita asfalttipäällysteitä käytettäessä on maabetonin ja asfaltin tarttuvuus varmistettava emulsioliimauksella ja sirotepintauksella. Asfalttimassan on myös oltava mahdollisimman stabiili, jotta asfaltin deformaatioriski ei maabetonin takia lisääntyisi.

Sementillä sidottu kantava kerros voidaan tehdä myös jyräbetonista, laihabetonista tai varsinaisesta betonista. Lujuudet ovat tällöin maabetonia suuremmat ja halkeilu ohjataan sahauksella tai saumanmuodostajilla. Myös tällaisten saumojen heijastumista asfaltin pintaan on pidetty vaikeasti hallittavana asiana. Hyviä kokemuksia on kuitenkin saatu asfaltin saamaamisesta samoilta kohdilta kuin alustakin, (kuva A-19).

Maabetonia lujemmat kantavat kerrokset - laihabetoni, jyräbetoni ovat mukana mm. Espanjan, Englannin, Ontarion ja monien USA:n osavaltioiden normeissa, /5, 31/. Näiden käyttö rajoittuu luonnollisesti kaikkein raskaimmin liikennöidyille kaupunki- moottoriteille.

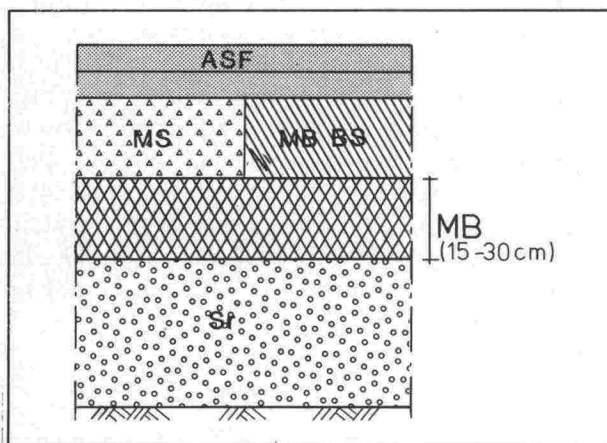


KUVA A-19. Maabetonin ja asfalttipäällysteen poikittaissaumat amerikkalaisessa suunnitteluohjeessa /57/

A 52 MAABETONI JAKAVASSA KERROKSESSA, (kuva A-20)

Suunniteltaessa maabetonia asfaltti-päällysteisen tien jakavan kerroksen yläosaan voidaan tavoitella

- ohuempia rakennepaksuuksia ja siten säästöä materiaa-
limäärissä ja kustannuksis-
sa
- hiekkaisen tai muuten epä-
kelvon kiviaineksen hyväk-
sikäyttöä
- rakenteen kokonaisjäykkyy-
den lisäämistä ja siten
kestoiän kasvua.



KUVA A-20. Maabetoni jakavassa kerroksessa

Jakavassa kerroksessa maabetoni toi-
mii "optimitilanteessa"; vaikutus
rakenteen kokonaisjäykkyyteen on te-
hokas, materiaali- ja työtarkkuus-
vaatimukset ovat kohtuulliset eikä
päällysteiden halkeiluvaaraa ole.
Lujuusvaatimukset ovat myös alhai-
semmat kuin kantavassa kerroksessa.

Oikeaoppinen mitoitus edellyttäisi,
että maabetonisen jakavan kerroksen
päälle mitoitetaan sidottu kantava
kerros, siis toinen maabetonikerros
tai asfalttikerroksia. Näin menetel-
läänkin säännönmukaisesti raskaasti
liikennöidyillä teillä, /20,5/. Ru-
tiinia on eri maissa pääteiden ra-
kenteen maabetoninen jakava kerros
ja bitumiset kantava kerros ja pääl-
lysteet; harvinaisempaa on sekä ja-
kavan että kantavan kerroksen teke-
minen maabetonista, /20/.

Sitomattoman kantavan kerroksen
(10...20 cm) käyttö maabetonin pääl-
lä kiinnostaa eri syistä:

- Päällysteen halkeiluvaara
voidaan lopullisesti vält-
tää
- Epävarmoissa routaolosuh-
teissa välikerros pehmentää
routanousueroja
- Maabetonia rakennettaessa
sitomaton materiaali on
helppo levittää ja se suo-
jaa lujittuvaa maabetonia
sekä kuivumiselta että lii-
kenteen rasitukselta
- Sitomaton materiaali on
helppo muotoilla päällys-
teen alustaksi; maabetoni-
työn tasaisuusvaatimus hel-
pottuu. Materiaalina käyte-
tään murskesorien ja murs-
keitten ohella avoimia se-
peleitä.

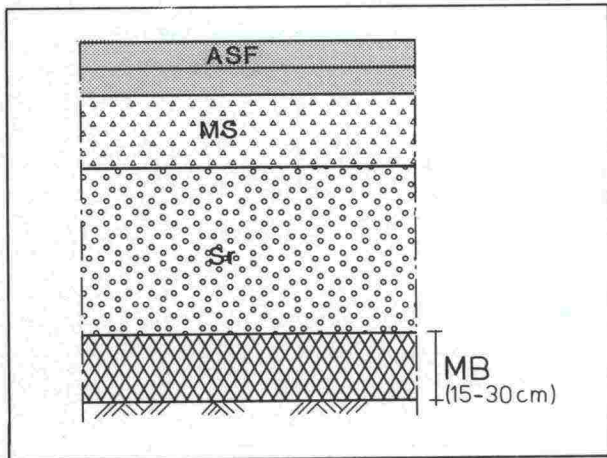
Mitoituksen kannalta tällainen ra-
kenne on "vääraoppinen"; kantavuuso-
minaisuuksiltaan selvästi heikompi
materiaali tulee maabetonin ja as-
faltin väliin laakerikerrokseksi.
Myös tämän sitomattoman kerroksen
kuivatus on herättänyt epäilyksiä.
Käytännön kokemukset ovat kuitenkin
olleet hyviä niin Suomessa kuin muu-
allakin, /5/. Tätä "kompromissi"-
ratkaisua pidetäänkin sopivana, mil-
loin raskaan liikenteen määrät eivät
ole kovin suuria. Muiden ohella
Ranska, Sveitsi ja Romania kokeile-
vat rakennetta myös raskaasti lii-
kennöidyillä pääteillä.

A 53 MAABETONI JAKAVAN KERROKSEN ALAOSSA (TAI SUODATINKER- ROKSEN TILALLA), kuva A-21

Tekemällä maabetonikerros väliker-
rokseksi alusrakenteen ja varsinais-
ten päällysrakennekerrosten väliin
voidaan saavuttaa monia etuja:

- Päälle tulevien kerrosten
tiivistäminen helpottuu,
jolloin tiivistämistavoite
voidaan nostaa.
- Routanousuerot tasaantuvat;
maabetonikerros toimii
ikään kuin siirtymäkiilana,

päällysrakenteen kokonaispaksuutta voidaan ohentaa. Heikosti kantavalla tai painuvalla pohjamaalla maabetonikerros muodostaa ikään kuin telan ja tasaa plastisia muodonmuutoksia ja painumaeroja. Hyvin vetiselle tai heikosti kantavalle pohjamaalle sementillä sidotun kerroksen tiivistäminen ei kuitenkaan onnistu. Tällöin voidaan suorittaa ensin alustan kalkkistabilointi.



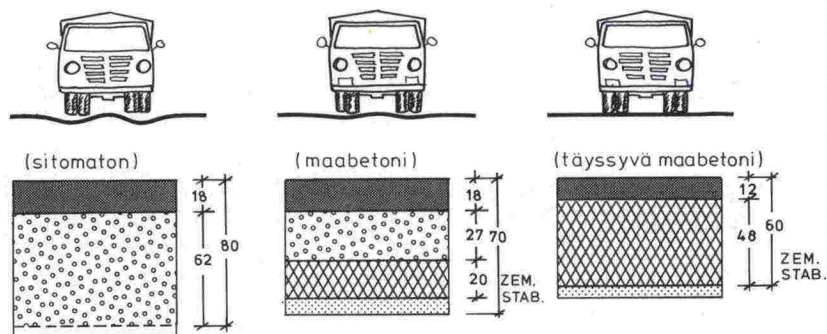
KUVA A- 21. Maabetoni alusrakenteen pinnalla

Tästä voileipä-rakenteesta on pitkäaikaisia hyviä kokemuksia Sveitsistä, /32/, mutta menetelmä tunnetaan nykyisin kautta maailman. Voileipä-rakenne voidaan ymmärtää päällysrakenteen osaksi, mutta myös alusrakenteen parantamiseksi pohjamaan kantavuuden tai painumisen suhteen epäilyttävissä maastonkohdissa. Maabetonin lujoustavoite ei voi olla korkea, koska kerros tiivistetään heikolle alustalle, 2 - 3 MPa lujudet ovat riittäviä.

A 54 PAKSUT MAABETONIT

Yhdistämällä edellisten kohtien maabetoniratkaisuja syntyy kuva enemmän tai vähemmän täyssyvästä maabetonirakenteista. Erityisesti Sveitsissä maabetonien mitoittaminen on perustunut enemmän paksuuteen kuin suureen lujuuteen. Täyssyvä maabetonivaihtoehto on normeissa mukana ja sitä pidetään Sveitsissä sekä teknisesti että taloudellisesti kilpailukykyisenä, kuva A-22, /22/. Myös Saksan liittotasavallassa on täyssyvä maabetonirakenne hyväksytty uusiin normeihin, kuva A-23, /30/. Näissä ratkaisuissa on luovuttu routasuojuudesta ja katsottu, että paksu maabetoni tasaa sekä routanousu- että kantavuuserot. Siirtymäkiilat sen sijaan edellytetään tehtäväksi. Tällainen routamitoitus puhuttaa kuitenkin tutkijoita edelleen eikä vakuuttavaa käytännön kokemusta ole toistaiseksi. Suomen kaltaisessa syvän roudan maassa on routasuojaus vastedeskin tehtävä hiekalla, mutta koko muun rakenteen mitoittaminen maabetonille on täälläkin mahdollista.

Schweiz Entwicklung des Strassen - Oberbaues



LIKENNEMÄÄRÄ
LASTENWECKSEL
(LKW)

10 MIO

17 MIO

20 MIO

KESTOIKÄ
LEBENSDAUER
(JAHRE)

15

25

30

HINTA

KOSTEN PRO M²

FR 35 (SMK 105)

FR 40 (SMK 120)

FR 37 (SMK 111)

KUVA A-22. Maabetonin merkitys tien
päälysrakenteessa sveitsiläisen
vertailun mukaan /70/

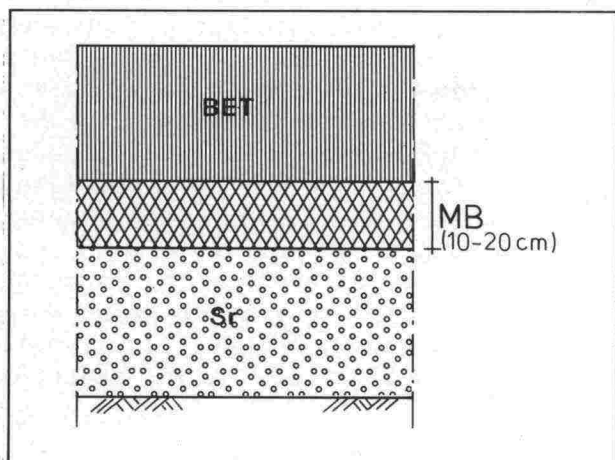
Bauweisen mit vollgebundenem Oberbau für Fahrbahnen
(Dickenangaben in cm, Angaben des Verformungsmoduls E_{v2} in MN/m²)

Zeile	Bauklasse	I	II	III	IV	V	VI
	Verkehrsbelastungszahl (VB)	> 1800	900 - 1800	300 - 900	60 - 300	10 - 60	< 10
1	Asphaltoberbau						
1.1	Bituminöse Tragschicht auf Planum						
	Deckschicht	4	4	4	4	4	4
	Binderschicht	8	8	8	8	8	8
	bit. Tragschicht	30	26	26	22	22	18
		45	45	45	45	45	45
1.2	Bituminöse Tragschicht und hydraulisch gebundene Tragschicht auf Planum						
	Deckschicht	4	4	4	4	4	4
	Binderschicht	8	8	8	8	8	8
	bit. Tragschicht	25	25	26	26	22	22
	hydraulisch geb. Tragschicht	45	45	45	45	45	45
2	Betonoberbau						
2.1	Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Planum						
	Betondecke	22	22	22	18	16	14
	Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel	25	23	20	20	15	15
		45	45	45	45	45	45
2.2	Bodenverfestigung mit hydraulischem Bindemittel auf Planum						
	Betondecke	22	22	22	18	16	14
	Bodenverfestigung mit hydraulischem Bindemittel	25	23	20	20	15	15
		45	45	45	45	45	45

^{a)} Mit zusätzlichen Maßnahmen zur gezielten Ribbildung (z. B. gemäß ZTVT-SUB)
^{b)} Tragdeckschicht
^{c)} Ohne umfangreiche Erprobung

KUVA A-23. Sementillä ja bitumilla
sidotut täyssyvät rakennevaihto-
ehdot Saksan Liittotasavallan
normeissa /30/

A 55 MAABETONI BETONIPÄÄLLYSTEEN
ALUSTANA, kuva A-24



KUVA A-24. Maabetoni betonipäällysteen alustana

Betonipäällyste korvaa myös kantavan kerroksen, joten betonipäällysteen alustaksi tehtävä maabetoni tulee jakavaan kerrokseen. Kohdassa A 52 jakavasta kerroksesta esitetyt näkökohdat koskevat pääpiirteissään myös betonipäällysteen alustaa. Maabetoni on yksi vaihtoehto täyttää ne vaatimukset, jotka betonipäällyste kohdan B 143 mukaan asettaa alustalleen.

Betonipäällysteen alustana maabetonin ensisijainen vaatimus ei ole lujuus sinänsä, vaan eroosion- ja pakkaskestävyys sekä tasaisuus, /22, 33/. Alustan maabetonissa voidaan käyttää rakeisuudeltaan vaihtelevia materiaaleja, myös erilaisia teollisuuden jättemateriaaleja tai murskattuja vanhoja päällysteitä.

Maksimiraekoko rajoitetaan yleensä n. 20 mm:iin. Sementtipitoisuutta vaihtelemalla ja ennakkokokeet suorittamalla saadaan vaatimukset täytettäviä alustoja myös vaihtelevista materiaaleista. Kerroksen minimipaksuus on yleensä 10 - 15 cm.

Työn laadun kannalta betonipäällysteen alustaksi tehtävällä maabetonilla on korkeat vaatimukset. Pinnan on oltava homogeeninen, tasainen ja tiivis, etenkin jos betonipäällyste tehdään liukuvalumenetelmällä. Alustan pinnan epätasaisuudet ja vaihteleva kosteudenimukyky heikentävät päällysteen laatua ja tasaisuutta.

Tästä syystä on yleistynyt vaatimus, että alustan maabetoni tulisi levittää suurilla koneilla, joissa on automaattinen korkeusaseman säätö ja mahdollisuus massan homogenointiin.

Jos maabetonin lujuus on liian korkea suhteessa betonipäällysteen lujuuteen, saattavat vapaasti halkeilevan maabetonin hiushalkeamat heijastua myös betonipäällysteeseen "villeiksi" halkeamiksi. Kanadalaisen kokemuksen mukaan lujuuksien suhteen tulee olla vähintään 3:1 betonipäällysteen hyväksi. Suomessa tätä riskiä ei yleensä ole, koska päällysteissä käytetään lujaa betonia (K50-K70). Halkeamariskin välttämiseksi maabetonin ja päällysteen välinen sidonta poistetaan usein käsittelemällä maabetonin pinta bitumiemulsiolla tai muilla eristävillä aineilla.

Maabetoni voidaan myös mitoittaa osaksi jäykkää päällysrakennetta, jolloin päällyste ja alusta toimivat yhdessä ja jolloin edellytetään täyttä sidontaa maabetonin ja päälle tulevan betonipäällysteen välillä. Tällainen mitoitus tapa asettaa edellä kuvatussa poikkeavat vaatimukset myös maabetonin koostumukselle. Tällaiset mitoitusmenetelmät ovat poikkeavia - vain koeteitä on tehty - mutta varsinkin jyräbetonin yhteydessä maabetonialustan ja päällysteen yhteistoiminnan hyväksikäyttö on laajan kiinnostuksen kohteena.

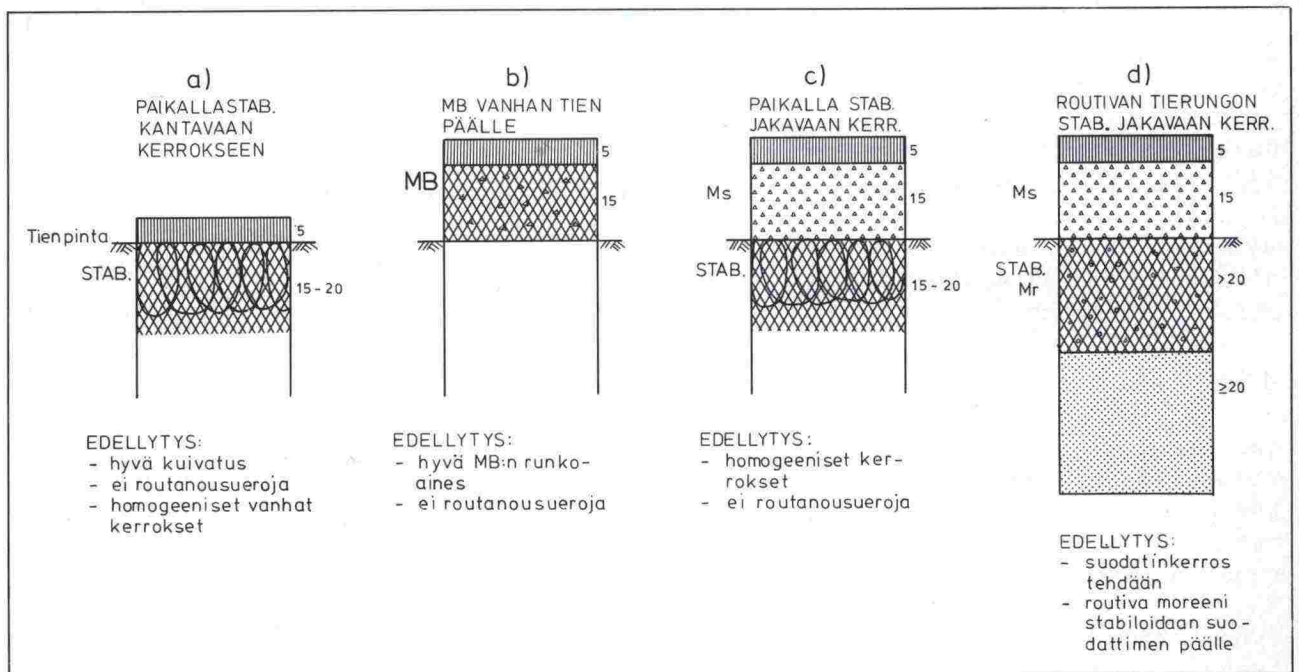
A 56 MAABETONI VANHOJEN TEIDEN KANTAVUUDEN PARANTAMISESSA

Vanhan tien rakenteen parantamisessa pyritään yleensä käyttämään vanha rakenne hyväksi sellaisenaan. Tavoitteena on palauttaa tien kunto ja nostaa kantavuus mahdollisimman vähin lisämassoin ja kustannuksin. Eräin edellytyksin maabetonin käyttö on erittäin sopiva ja edullinen menetelmä rakenteen parantamisessa, /34/. Kuvassa A-25 on esitetty periaatteellisia vaihtoehtoja maabetonin käytölle.

Yleisenä onnistumisen edellytyksenä on, että maabetoni laadultaan todella täyttää kantavuusmitoituksen vaatimukset ja että kohdan A 43 ulkoiset tekijät, alustan riittävä kantavuus, hyvä kuivatus ja asianmukainen routamitoitus, ovat kunnossa. Näiden ulkoisten edellytysten puuttuminen on ollut useimmiten syynä, kun maabetonia käyttäen korjattu tie on vaurioitunut pian uudelleen.

Tällaisia huonoja kokemuksia on raportoitu kaikista Pohjoismaista ja varsinkin Ruotsista, kun maabetonia ja sementtistabilointia käytettiin 1960- ja 1970-luvuilla sorateiden rakenteen parantamisessa ilman, että maabetonin säilymisedellytyksistä olisi riittävästi huolehdittu, /35/. Näiden kokemusten pohjalta tiedetään, ettei maabetoni sovi kivisen, epätasaisesti routivan tien kantavuuden parantamiseen. Sen sijaan asianmukaisin rakennekerroksin varustetun vanhan tien vauriot voidaan korjata ja kantavuus nostaa edullisesti sementtistabiloinnilla ja maabetonilla.

Ulkomailla vanhan vaurioituneen tienpinnan homogenointi jyrsimällä kuuluu usein ensimmäisenä toimenpiteenä rakenteen parantamiseen. Homogenoitu kerros voidaan jättää sitomatta tai se stabiloidaan bitumilla tai sementillä. Homogenoitu tienpinta muodostaa alustan päälle tuleville maabetoni-, betoni- tai asfalttikerroksille, joiden avulla kantavuuden nosto varsinaisesti tapahtuu.



KUVA A-25. Vanhan tien parantamistapoja maabetonia käyttäen

A 6 KOKEMUKSIA MAABETONIN KÄYTÖSTÄ

A 61 ULKOMAISIA KOKEMUKSIA

Maabetonia on käytetty kauan ja kaikkialla. Kullakin maalla on yleensä oma käytäntö ja perinne maabetonin käytössä ja mitoittamisessa. Monissa maissa on myös tehty perusteellisia selvityksiä toteutettujen maabetonirakenteiden kestävydestä. Ja näiden omien tutkimusten ja kokemusten pohjalta on laadittu ohjeet ja normit suunnittelua ja toteuttamista varten. Toisistaan poikkeavat kokemukset ja olosuhteet ovat johtaneet melko kirjavaan ohjekokoelmaan eri maita toisiinsa verrattaessa, kuva A-11, /5, 1/. Eri maiden suunnittelukäytäntöä on kosketeltu asiakohtaisesti aikaisemmin tässä raportissa.

Esimerkkeinä normaalirakenteista esitetään otteet Saksan liittotasavallan, Ranskan ja Sveitsin normaalirakenteista, kuvat A-26, A-27 ja A-28. Paitsi normien sisältö, myös tosiasiallinen kiinnostus ja käyttö vaihtelevat maittain suuresti. Esimerkiksi betonipäällysteen alustana maabetonia käyttävät yksinomaisena vain muutamat osavaltiot Yhdysvalloissa, kuva A-29. Euroopan maista vain Tanska, Englanti ja Itä-Saksa liittävät maabetonialustan säännönmukaisesti betonipäällysteeseen, muualla myös sitomattomat ja asfalttialustat ovat yleisiä. Asfalttipäällysteinen, puolijäykkä maabetonirakenne on Ranskassa lähes yksinomainen. /20/ Muualla käyttö ei ole näin laajamittaista, vaikka kiinnostus ja koetoiminta on vilkasta.

Pohjoismaista Norja on 1980-luvulla lisännyt voimakkaasti sekä maabetonin käyttöä että tutkimusta, /10/.

Bauweisen mit bituminöser Decke für Fahrbahnen
(Dickenangaben in cm, Angaben des Verformungsmoduls E_{v2} in MN/m²)

Zeile	Bauklasse	I	II	III	IV	V	VI
	Verkehrsbelastungszahl (VBI)	> 1800	900 - 1800	300 - 900	60 - 300	10 - 60	< 10
	Dicke d. Frostsch. Oberbaues	50 60 70 80	50 60 70 80	50 60 70 80	50 60 70 80	40 50 60 70	40 50 60 70
2	Bituminöse Tragschicht und Bodenverfestigung auf Frostschuttschicht						
	Dicke der Frostschuttschicht	93 193 29 39	133 23 33 43	173 27 37 47	21 31 41 51	133 23 33 43	153 25 35 45
6	Bituminöse Tragschicht und hydraulisch gebundene Tragschicht auf Frostschuttschicht						
	Dicke der Frostschuttschicht	- - 33 43	- 25 35 45	- 29 39 49	- 33 43 53	- 23 33 43	- 27 37 47

KUVA A-26. Puolijäykät maabetonirakenteet Saksan Liittotasavallan normeissa /30/

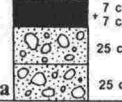
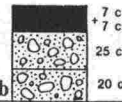
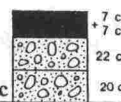
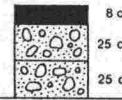
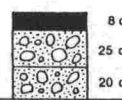
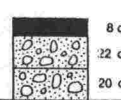
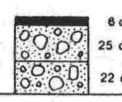
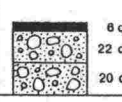
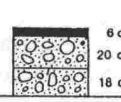
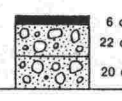
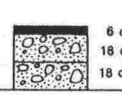
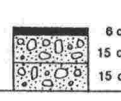
Chaussée du type 1

Couche de base: *grave - ciment* (Maabet. kantava kerr.)

Couche de fondation: *grave - ciment* (Maabet. jakava kerr.)

GC = maabetoni

(POHJAMAAN KANTAVUUSLUOKKA)

	PF ₁	PF ₂	PF ₃
T ₀	 7 cm BB 7 cm BBL 25 cm GC 25 cm GC	 7 cm BB 7 cm BBL 25 cm GC 20 cm GC	 7 cm BB 7 cm BBL 22 cm GC 20 cm GC
T ₁	 8 cm BB 25 cm GC 25 cm GC	 8 cm BB 25 cm GC 20 cm GC	 8 cm BB 22 cm GC 20 cm GC
T ₂	 6 cm BB 25 cm GC 22 cm GC	 6 cm BB 22 cm GC 20 cm GC	 6 cm BB 20 cm GC 18 cm GC
T ₃	 6 cm BB 22 cm GC 20 cm GC	 6 cm BB 18 cm GC 18 cm GC	 6 cm BB 15 cm GC 15 cm GC

1. Matériaux

BB et BBL : conformes à la Directive pour la réalisation des couches de surface de chaussées en béton bitumineux (sept. 1969).

GC : conforme à la Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves-ciment (mars 1969), complétée en octobre 1975.

2. Le tableau présente les structures nominales (en cm) au bord droit (côté rive) de la voie la plus chargée de la chaussée. Le profil en travers de la chaussée est établi conformément aux indications du chapitre F de la notice d'utilisation du catalogue. En aucun point l'épaisseur nominale d'une couche de grave-ciment ne doit être inférieure à 15 cm.

3. Dans le cas d'un trafic T₁, si la vérification au gel-dégel conduit à une structure (T₀, PF₁), on pourra utiliser les structures de substitution suivantes :

a : 8 cm BB/ 28 cm GC/ 25 cm GC

b : 8 cm BB/ 28 cm GC/ 20 cm GC

e : 8 cm BB/ 25 cm GC/ 20 cm GC

(cf. chapitre E, Vérification au gel-dégel, § 3, de la notice d'utilisation du catalogue).

N.B. : L'abaque gel relatif à cette planche de structures se trouve au verso.

Catalogue 1977 des structures types de chaussées neuves

KUVA A-27. Esimerkki maabetonirakenteista ranskalaisissa normeissa /20/

Tanskassa maabetoni tehdään aina betonipäällysteen alustaksi; muuten kiinnostus on ollut vähäistä, vaikka normeissa on vaihtoehdot myös kantavan kerroksen maabetonille. Myös Ruotsin suunnitteluohjeissa on maabetoninen ratkaisu mukana. Maabetonin päälle vaaditun paksun asfalttikerroksen (100 - 200 mm) takia rakennevaihtoehdolla ei ole ollut kilpailukykyä eikä sellaisia ole toteutettu. Uudet tutkimustulokset sementtisepellyksen käytöstä ohuen asfalttikerroksen kanssa ovat rohkaisevia, /36/. Vanhojen teiden parantamiseen ei maabetonia Ruotsissa käytetä 1970-luvun kielteisten kokemusten takia.

Kokemukset maabetonirakenteiden kestävydestä ovat muualla olleet pääasiassa hyviä, varsinkin kokemukset kantavuuden säilymisestä. Halkeilu kuuluu sekarakenteiden luonteeseen ja aiheuttaa lisääntyviä kunnossapitokustannuksia; lisäyksen suuruus

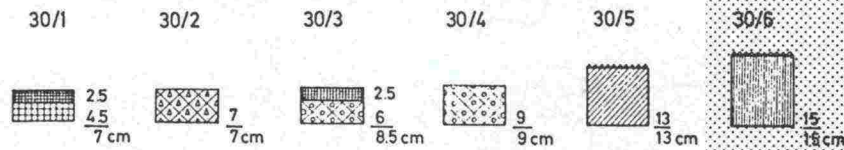
riippuu siitä, miten arasti halkeiluun suhtaudutaan. Yleisesti sekarakennetta pidetään bitumilla sidotun rakenteen veroisena ja sitä halvempaa myös raskaasti liikennöidyillä teillä.

Ohuitten asfalttipäällysteiden (< 10 - 15 cm) pelätään kuitenkin johtavan suurempaan vaurioitumisasteeseen ja lisääntyviin kunnossapitokustannuksiin, minkä vuoksi ohuiden päällysteiden menetelmää kehitetään edelleen. Ruotsin ja Kanadan kielteiset kokemukset viittaavat siihen, että kylmissä maissa halkeiluhaittojen estämiseen ja muihin kestävyysedellytyksiin on suunnittelussa paneuduttava huolella.

SNV 640 322 Seite 11
Page 11

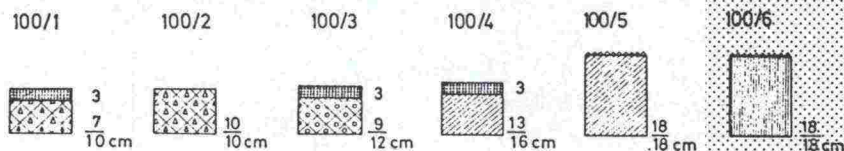
Tägliche äquivalente Verkehrslast TF = 30 (Dicke min. 7 cm)

Trafic pondéral équivalent journalier TF = 30 (épaisseur min. 7 cm)



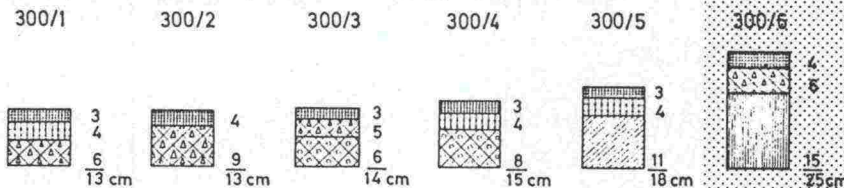
Tägliche äquivalente Verkehrslast TF = 100 (Dicke min. 10 cm)

Trafic pondéral équivalent journalier TF = 100 (épaisseur min. 10 cm)



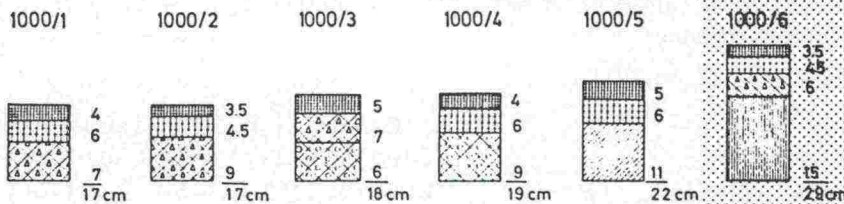
Tägliche äquivalente Verkehrslast TF = 300 (Dicke min. 13 cm)

Trafic pondéral équivalent journalier TF = 300 (épaisseur min. 13 cm)



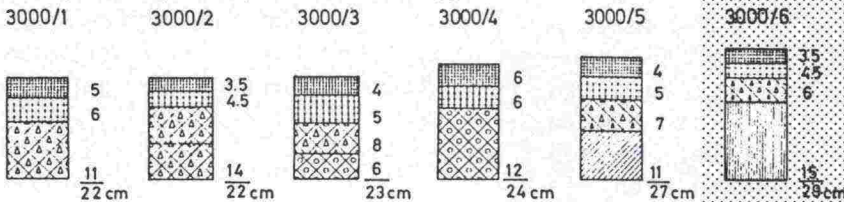
Tägliche äquivalente Verkehrslast TF = 1000 (Dicke min. 17 cm)

Trafic pondéral équivalent journalier TF = 1000 (épaisseur min. 17 cm)

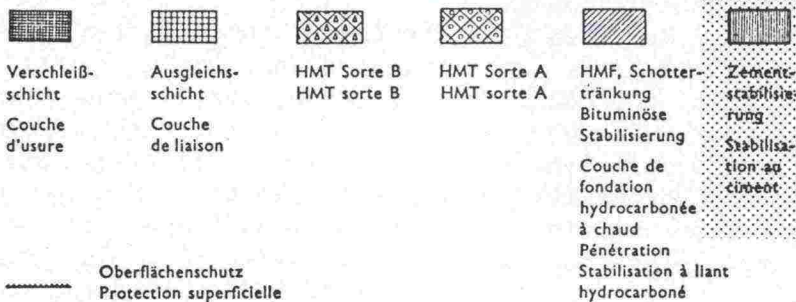


Tägliche äquivalente Verkehrslast TF = 3000 (Dicke min. 22 cm)

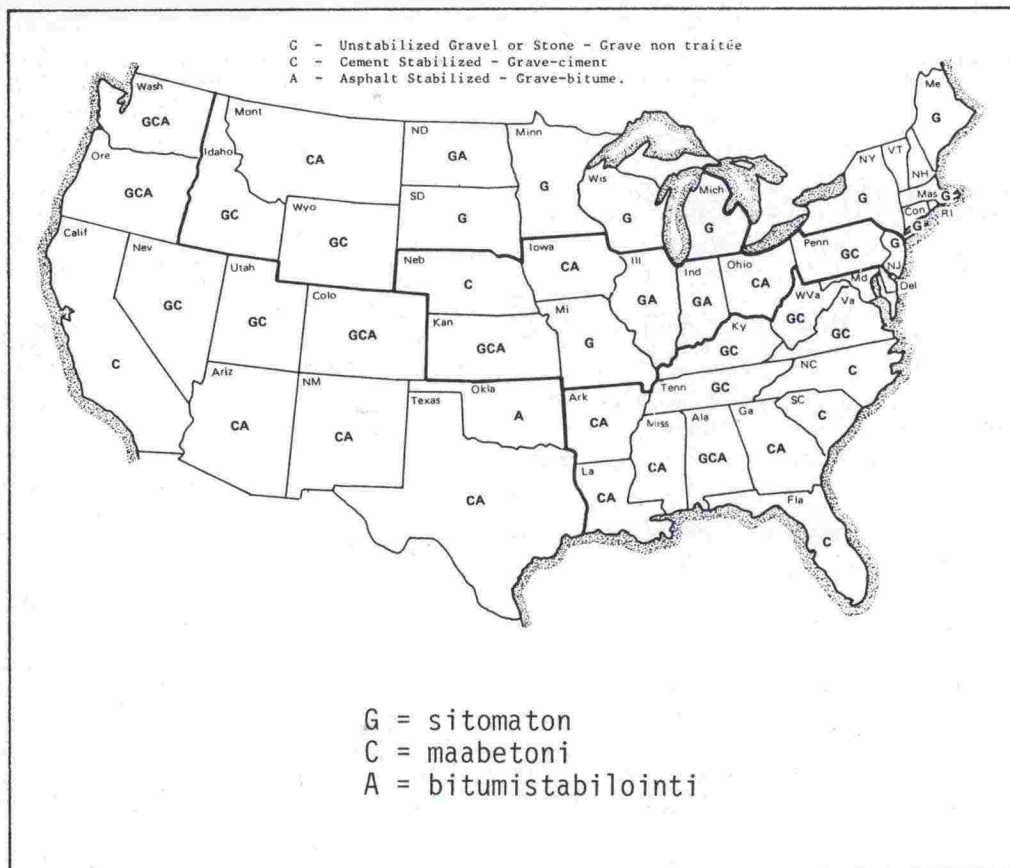
Trafic pondéral équivalent journalier TF = 3000 (épaisseur min. 22 cm)



Legende/Légende



Oberflächenschutz
Protection superficielle



KUVA A-29. Betonipäällysteen alustan rakenne Yhdysvaltain osavaltioissa /69/

A 62 KOKEMUKSIA SUOMESTA

A 621 Sementtistabiloitujen teiden kuntotutkimus

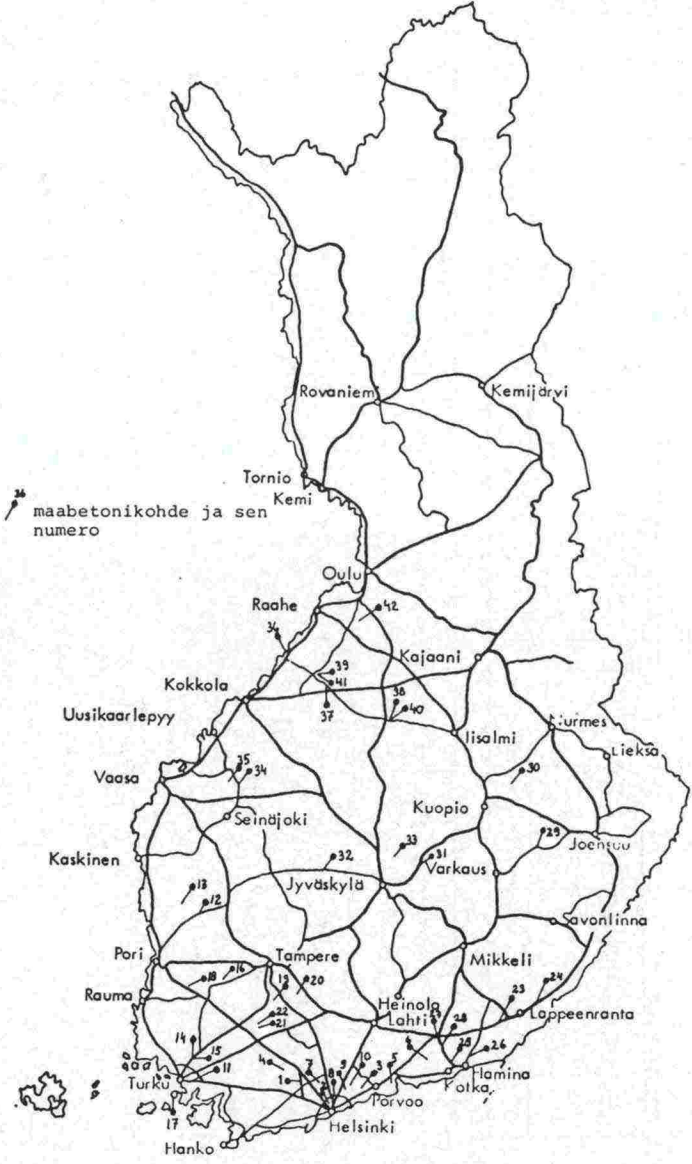
Suomessa on maabetonia tai sementtistabilointia tehty kuvan A-1 mukaisesti n. 100 000 m² vuodessa yleisille teille, lisäksi jonkin verran kaduille ja pihaille. Näiden maabetonien kunnosta tehtiin tie- ja vesirakennushallituksen toimeksiantona ja VTT:n tie- ja liikennelaboratorion toimesta perusteellinen selvitys v. 1979, /37/. Vastaava tutkimus tehtiin kaikissa Pohjoismaissa. VTT sai käyttöönsä tiedot 42 kohteesta, mikä vastasi n. 900 000 m² maabetonia. Tutkimuksen piiriin tuli n. 75 % silloisesta kokonaismäärästä. Yhteenveto tämän varsin kattavan tutkimuksen tuloksista on esitetty kuvassa A-30.

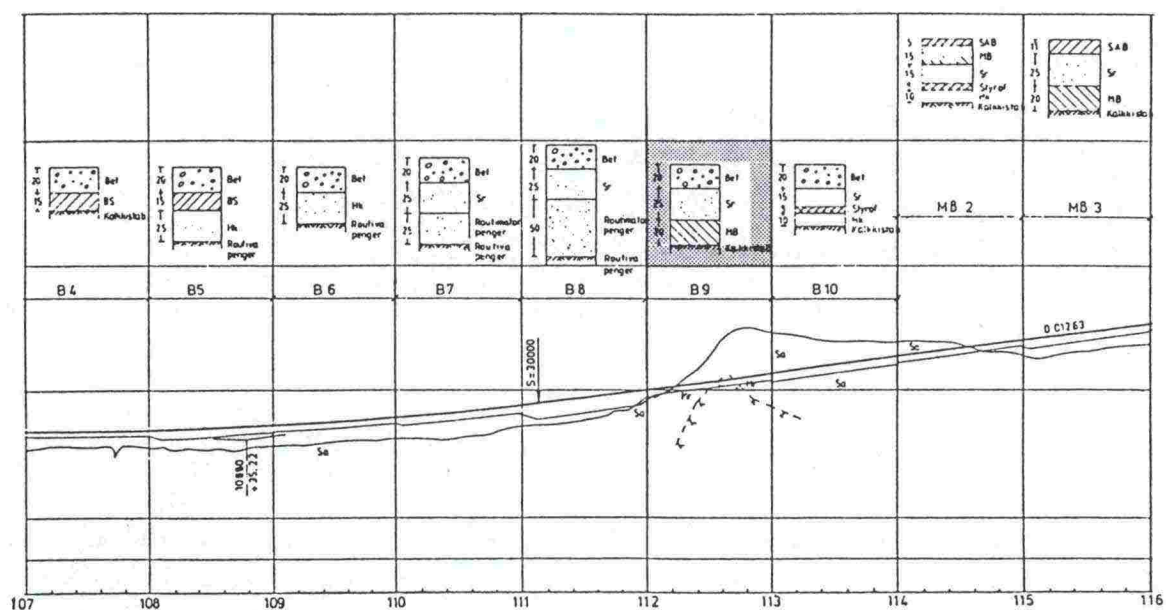
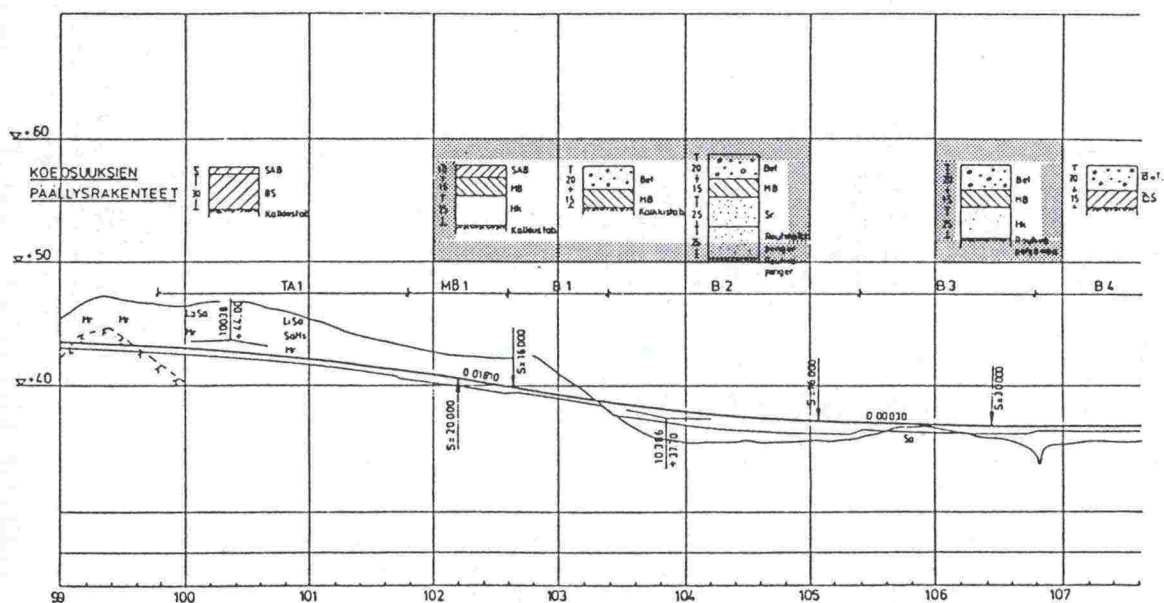
Toisin kuin Ruotsissa saatiin tässä tutkimuksessa melko myönteinen kuva maabetonin kestävydestä Suomen oloissa. Vaikka kohteista noin puolet oli kantavassa kerroksessa, ei

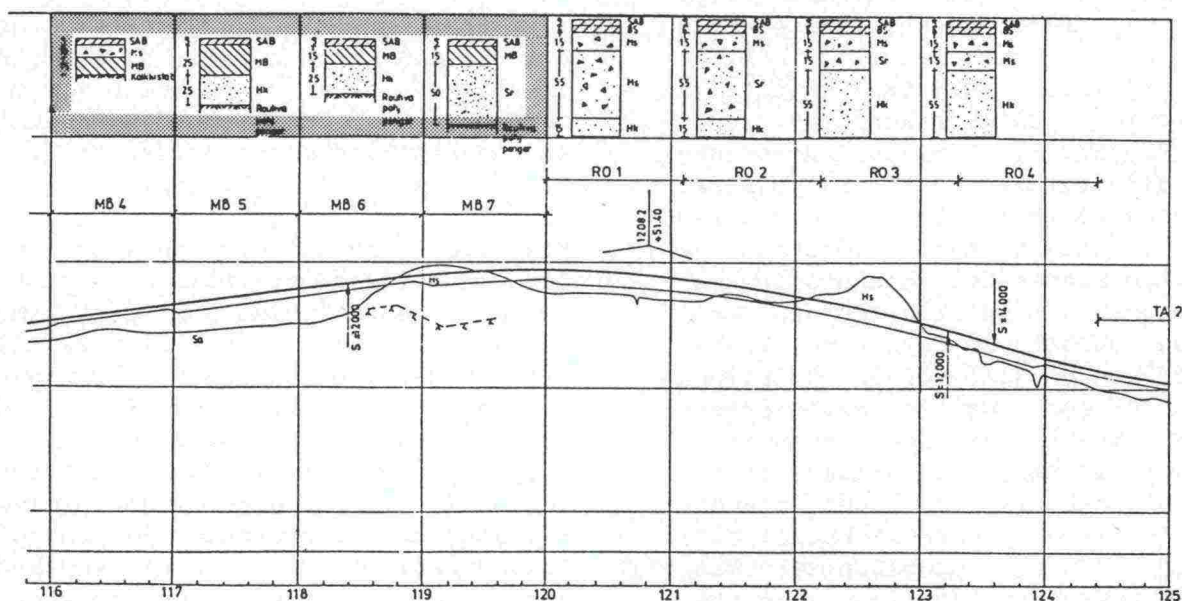
halkeilun haitallisuus korostunut. Yleensä maabetoni oli säilyttänyt kantavuutensa tai parantanut sitä. Puutteet ovat liittyneet usein työmenetelmään tai kohteitten pienuuteen ja epämääräisyyteen. Taulukkoon on merkitty myös tutkimuksen tekijöiden suositukset vastaisen varalle.

A 622 Palojärvi - Olkkala -koetien maabetoniosuudet

Suomessa toteutettiin 1970-luvulla huomattavan laaja tierakenteiden tutkimusohjelma, jonka kulmakivenä oli Palojärvi - Olkkala -maantielle (sittemmin vt 2) Vihdin kuntaan rakennettu koetie. Koetie suunniteltiin useiden osapuolten yhteistyönä vuosina 1971 - 72 ja rakennettiin valmiiksi 1973. Seuranta varten oli laadittu viiden vuoden tutkimusohjelma, jonka loppuraportti julkaisiin vuonna 1979, /8/. Tutkimustyön yhteydessä julkaistiin useita erillisiä raportteja, mm. päällysrakennevaihtoehtojen teoreettiset laskelmat, /9/.

Tutkitut tiet	Tietoja tutkituista teistä ja niiden kunnosta	Huomioita ja suosituksia (VTT)
 <p>maabetonikohde ja sen numero</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Vuosina 1960-1978 tehty 77 stab. työtä yhteensä 1 457 000 m² (n. 230 km), lisäksi lentokentille 130 000 m². - Tutkimuksissa mukana 42 kohdetta 90 000 m², 73 % kok. määrästä. - 37 % kantavassa kerroksessa, 20 % kantava/jakava (<10 cm Ms-kerros välissä), 37 % jakavassa kerroksessa, 1 % suodatinkerroksessa, 5 % pohjamaassa - 2/3 paikallasek., 1/3 asemasek. - 57 % Ab-päällyste, 43 % Ös- tai BLs-päällyste - Kerrospaksuus (12-20 cm) 3 % pienempi kuin suunn. (asem.) 26 % pienempi kuin suunn. (paik.) - Keskim. pur.luj. 6,7 MN/m² - Kantavuudet yhtä suuria kuin rakennusaikana. E-moduli kantavuusmitt. perusteella E=1900 MN/m² (paik.), E=9700 MN/m² (asem.) - Poikkiahk. 1 kpl/54 m, pituushalk. 18,4 m/100 m, yksittäishalk. enemmän asemasek., verkkohalk. enemmän paikallasek. - Reaalikust. pysynyt vakaana 	<ul style="list-style-type: none"> - Asemasekoitus antaa homogeenisemmän ja paremman tuloksen - Paikallasekoituksessa sementin levityksen ja sekoituksen kalustoa kehitettävä - Keskihalkeamien välttämiseksi vierekkäiset kaistat levitettävä 2 h kuluessa - Ms-kerros päällysteen ja maabetonin välissä vähentää heijastushalkeamia oleellisesti - Porausnäytteitä tulisi ottaa lujouden ja paksuuden seurantaan varten - Hyvä tiiviys ratkaisevan tärkeää, alustalla oltava riittävä kantavuus - Kivisyys on suuri haitta paikallasekoituksessa - Taloudellisuus paranee jos käytetään <ul style="list-style-type: none"> - kuonaa - moreenia <p>KUVA A-30. Sementtistabiloitujen teiden kunto, yhteenvetotietoja VTT:n julkaisusta no 62/1980/37/</p>

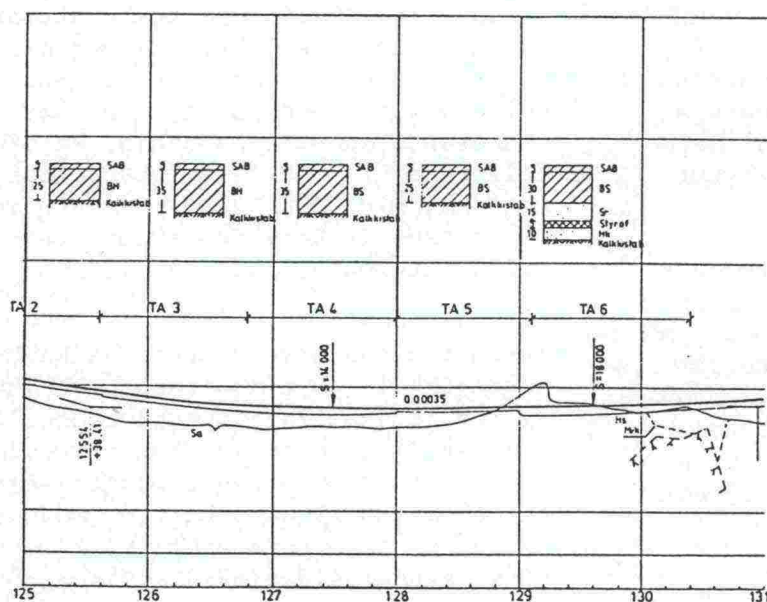




LYHENTEET

FORKORNINGAR

- SAB Sora-asfaltbetoni
Grusasfaltbetong
- BS Bitumisor
Bitumenstabiliserat grus
- BH Bitumihiekka
Bitumenstabiliserad sand
- Bet Betonipäälyste
Betongbeläggning
- MB Maabetoni
Jordbetong
- Sr Sora
Grus
- Hk Hiekka
Sand
- Ms Murskesora
Krossgrus
- Styraf Styrafoam lämpöerist
Styrafoam värmeisoleriing
- Kalkkistab Kalkkistabilointi
Stabilisering med kalk



PALJOJARVI - OLKKALA
KOETIE
Pituusleikkaus

KUVA A-31. Palojärvi-Olkkala-koetien
pituusleikkaus ja koeosuuksien päällys-
rakenteet /8/

Koetiehen tuli 27 koeosuutta pituudeltaan 100 - 300 m, kuva A-31, joista seitsemän (7) oli asfalttipäällysteisiä maabetonirakenteita, (MB1 - MB7). Betonipäällysteisiä osuuksia oli kymmenen (10), (B1 - B10), joista neljässä käytettiin maabetonia päällysrakenteen osana, (B1, B2, B7, B9). Kokeen tarkoituksena oli tutkia vertauskelpoisissa olosuhteissa erilaisten rakenteitten soveltuvuutta Suomen ilmastoon ja routivaan maaperään. Maabetonirakenteiden osalta haluttiin seurata erilaisten maabetoniratkaisujen kestävyyttä suhteessa toinen toisiinsa sekä suhteessa muihin vertailukohteisiin. Kaikki rakenteet suunniteltiin sellaisiksi, että niiden routiminen oli mahdollista; monet osuudet olivat siten tarkoituksellisesti alimitoitettuja. Maabetonikerroksia mitoitettaessa käytettiin suunnittelulujuutena kantavassa kerroksessa 5 - 6 MPa ja E-modulina 7000 MN/m² ja jakavassa kerroksessa vastaavasti lujuus oli 3 - 4 MPa ja E-moduli 4500 MN/m².

Koeosuuksien seurantatutkimuksessa mitattiin painumia, routanousuja, kitkaa, kulumista, tasaisuutta, kantavuutta, vaurioita ja ajomukavuutta.

Yleisesti todettiin, että maabetoniosuudet vaurioituivat nopeimmin. Niihin tuli halkeamia, murtumia ja purkautumia, jotka vaativat seuranta-aikana korjaustoimenpiteitä. Syyinä pidettiin työvirheitä maabetonikerroksen pinnassa (purkautumia) sekä näiden rakenteiden muita selvempää alimitoitusta.

Maabetonilohkojen keskinäisen vertailun tulokset tukevat käsitystä, että ohutkin maabetonikerros nostaa rakenteen kantavuutta tehokkaasti, mutta pitkäaikaiskestävyys edellyttää riittävää routamitoitusta tai paksumpia maabetonikerroksia. Ohutta 5 cm päällystettä käytettäessä heijastushalkeamia tulee ja maabetonin pinnan rapautuminen voi olla tuhoisaa päällysteen kestävyydelle. Sen sijaan jo 10 cm päällyste poistaa tien pintaan kohdistuvan vaurioriskin.

A 623 Muita suomalaisia kokemuksia

Lähinnä tie- ja vesirakennuspiirien ja sementinvalmistajien yhteistyönä on vuosien mittaan eri hankkeitten yhteydessä hankittu kokemuksia mm. moreenien hyväksikäytöstä, masuunikuonan käytöstä maabetonissa ja työtekniikoista, /12, 13, 15/.

Routivia, kivisiä moreeneja on Suomen maaperässä erittäin runsaasti, joten niiden kelpoisuuden parantaminen stabiloimalla on eräällä tavalla hyödyntämätön mahdollisuus. Periaatteessa moreenin stabilointi on aina mahdollista, mutta runkoaineksen kivisyys ja humuspitoisuus vaikuttavat suuresti siihen, onko stabiloiminen käytännössä kannattavaa ja tarkoituksenmukaista. Huolelliset ennakkokokeet ovat tarpeen moreenistabilointeja tai moreenipohjaisia maabetoneja suunniteltaessa. Parhaita ovat karkeat, kohtuullisesti hienoainesta sisältävät moreenit; ne pysytään laitteistojen tukkeentumatta murskaamaan ja käsittelemään ja niistä saadaan sementin lisäyksellä kelvollisia mihin tahansa päällysrakennekerrokseen. Moreenin käyttöedellytyksiä on selvitetty paitsi kenttäkokein myös TVH:n, tutkimuslaitosten ja korkeakoulujen teettämällä tutkimuksilla, /12, 13/.

Masuunikuonan käyttötapoja ja käyttöedellytyksiä on niin ikään selvitetty tutkimuksilla ja kenttäkokeilla. Suomessa kuonan käyttöön tierakenteissa suhtaudutaan myönteisesti. Niinpä masuunikuonan käyttö maabetonissakin sallitaan aina 70 % osuuteen saakka sideaineen kokonaismäärästä.

Vanhojen teiden stabiloinnissa on Suomessa yleensä törmätty stabiloitavan materiaalin kivisyyteen. On kehitetty menetelmiä ja saatu kokemusta kivien poistosta ja kivisten materiaalien sekoittamisesta. Keski-Pohjanmaan tie- ja vesirakennuspiirissä on jopa kehitetty auramainen sekoituslaite kivisten materiaalien stabilointiin. Kivisyyden ohella tehokkaiden sekoituslaitteiden puute on tuonut paikallastabilointeihin

"käsityön" leimaa ja osaltaan estänyt laajamittaisempaa käyttöönottoa. Vuonna 1987 on Suomeen hankittu tiemassojen repimiseen ja sekoittamiseen tarkoitettuja erikoislaitteita. Ensimmäiset näistä saadut kokemukset osoittavat hyvää sekoitustehoa ja hyvää työkapasiteettia, (kuva A-14). Nämäkään koneet eivät voi käsitellä kovin kivisiä materiaaleja.

Kolmasosa Suomen maabetonitöistä on tehty asemasekoitteisina. Laadun kannalta menetelmästä on hyvät kokemukset myös töitä toteuttaneissa tiepiireissä. Riittävän kapasiteetin omaavaa, helposti siirrettävää sekoitusasemaa ei useinkaan ole ollut käytettävissä. Tämä on hidastanut työn etenemistä tiellä ja pitänyt hintaa aiheettoman korkeana.

A 7

MAABETONI SUOMALAISISSA OHJEISSA JA NORMEISSA

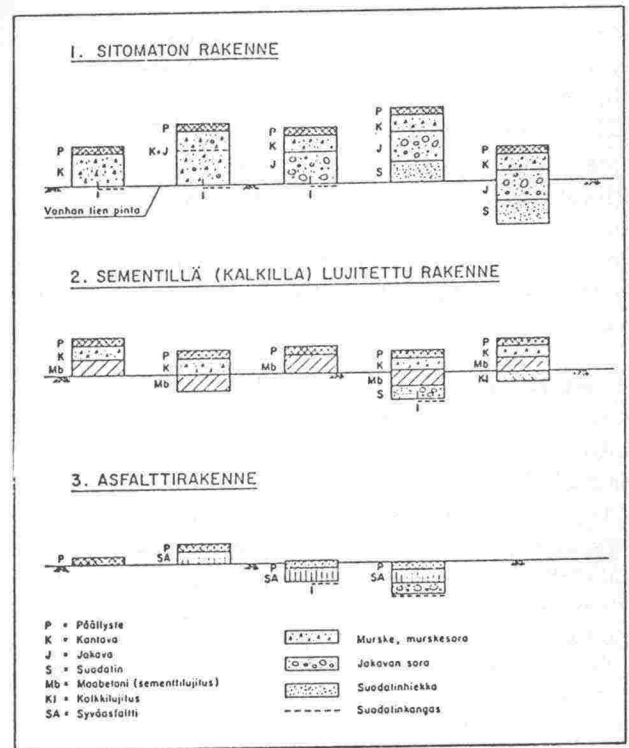
Nykyaikaisessa mielessä maabetoni tunnetaan Suomessa vuodesta 1960, jolloin maabetonia käytettiin uuden tien kantavassa kerroksessa ensimmäisen kerran (vt 6, Taavetti). Vuodesta 1964 lähtien on ollut käytettävissä suunnitteluohjeita ja työselityksiä, joita on edelleen kehitetty vuosien mittaan. Tärkeimmät normit ja ohjeet on lueteltu taulukossa A-3. Näistä ohjeet 5 - 9 edustavat uutta voimassa olevaa suunnittelukäytäntöä tie- ja vesirakennuslaitoksen piirissä. 1970-luvun julkaisut sisältävät tärkeää edelleen voimassa olevaa perustietoa, mutta ovat yksityiskohdissaan uusittavina tai uusimisen tarpeessa. Ohje 10 on

TAULUKKO A-3. Maabetonin suunnittelu
ja rakentaminen - tärkeimmät Suomessa
julkaistut ohjeet

1.	1965	TVH:n Normaalimääräykset ja -ohjeet
2.	1970	Maabetoni / Sementtiyhdistyksen käsikirja /3/
3.	1972	Stabilointiohjeet, TVH 73 2614 /4/
4.	1976	Kadunrakennuksen tekniset ohjeet, KTO 76/SKTY /38/
5.	1980	Tien rakenteen parantaminen, suunnitteluohje, TVH 722336 /34/
6.	1984	Maabetoniurakan urakkaohjelma, TVH 731462 /39/
7.	1984	TVH:n kirje tiepiireille Rt-16/2.3.1984 liitteineen x) /25/
8.	1985	TVH:n Normaalimääräykset ja -ohjeet / Tien rakenne /40/
9.	1985	Maabetonityön työselitys, TVH 731464 /21/
10.	1987	Betonipäällysteet ja sementtistabilointi / RTY, SBK /24/

x) (liite 3: Näkökohtia maabetonin suunnittelusta sekä työkohtaisen työselityksen ja urakkaohjelman työkohtaisen osan laatimisesta).

käännös ruotsalaisesta "Betong på mark" -julkaisusta ja sisältää uusimman näkemyksen maabetonin suunnittelusta ja rakentamisesta. Kuvassa A-32 esitetään vanhan tien rakenteen parantamisvaihtoehtoja ohjeesta 5. Kuvassa A-33 on esimerkki uuden tien maabetonirakenteista ohjeen 8 mukaan. Maabetoni on ohjeissa esillä muille rakenneratkaisuille rinnakkaisena vaihtoehtona ja sen suunnittelu ja rakentaminen tulee käsitellyksi kattavasti. Yleiset edellytykset maabetonirakenteen käytölle ovat siten olemassa. Sidotuilla kantavilla kerroksilla ei ohjeissa ole missä päällysrakenneluokassa suosituu muusasemaa, joten maabetoni jouuu ohjeitten mukaan suoraan hintakilpailuun muitten vaihtoehtojen kanssa, vaikka se itse asiassa tarjoaa jäykemmän ja siten kestävämmän vaihtoehdon.



Lähde: Tien rakenteen suunnittelu
Suunnitteluohje, TVH 722336/1980

KUVA A-32. Rakennevaihtoehtoja tien rakenteen parantamisessa /34/

PÄÄLLYSRAKENNELUOKKA	1	2	3	4	5
E2 vaad= $\nabla 420$ MN/m ²	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm
PÄÄLLYSTEET Ab (BS)	$\nabla 180$	$\nabla 365$	$\nabla 265$	$\nabla 190$	$\nabla 175$
KANTAVA MAABETONI	$\nabla 50$	$\nabla 180$	$\nabla 160$	$\nabla 150$	$\nabla 150$
JAKAVA MS	$\nabla 20$	$\nabla 50$	$\nabla 50$	$\nabla 50$	$\nabla 50$
SUODATIN Hk	$\nabla 20$	$\nabla 20$	$\nabla 20$	$\nabla 20$	$\nabla 20$
ROUTAOLOSUhteet	h k v	h k v	h k v	h k v	h k v
h=helppo k=keskivaikea v=vaikea	59 80 120	54 80 120	47 80 120	42 80 120	41 60 120

KUVA A-33. Tvh:n normien maabetonirakenteet /40/

A 8

MAABETONIN HINTA JA KANNATTAVUUS

Välitön hinta

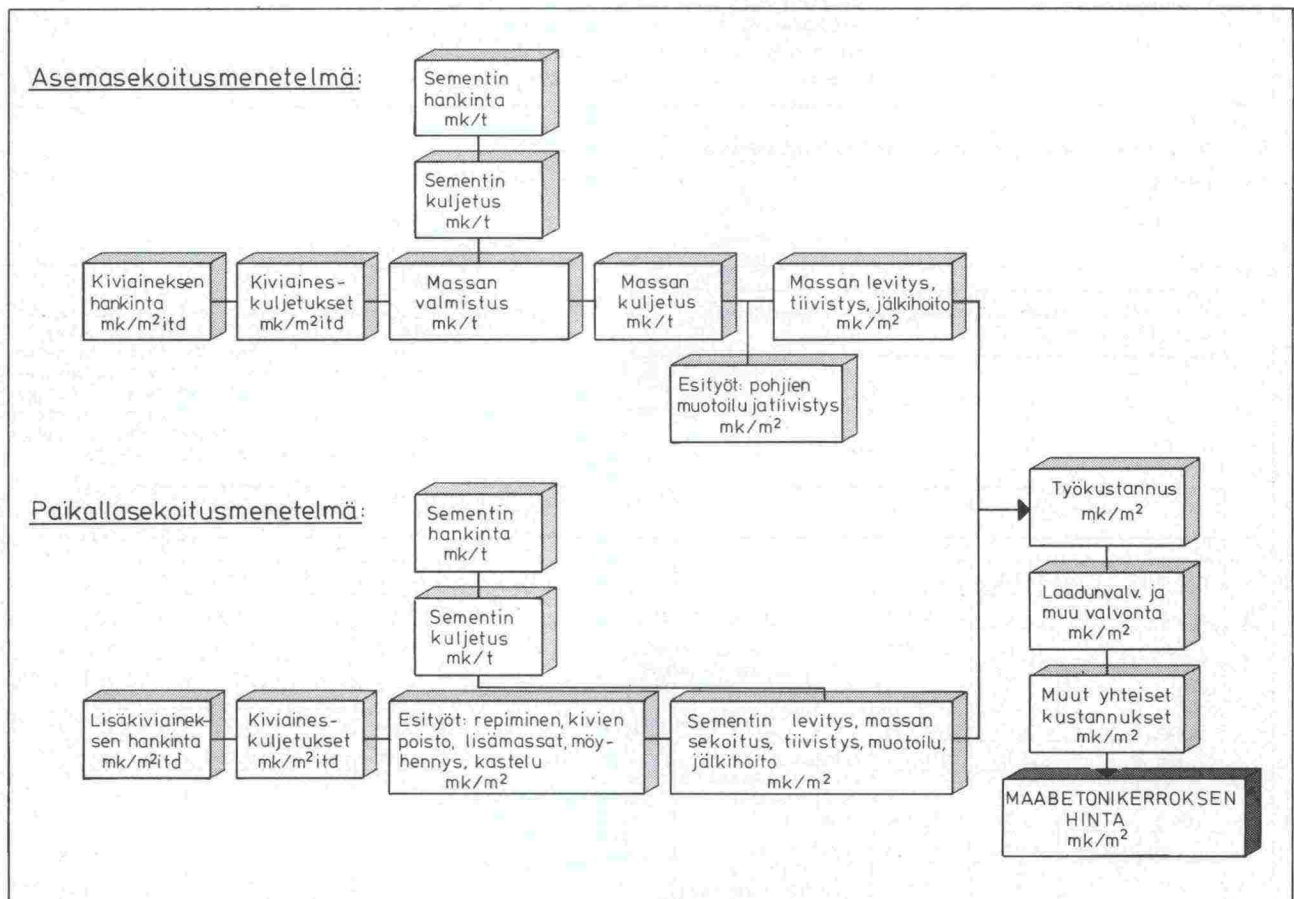
Maabetonin hinta muodostuu eri työvaiheitten kustannusten summana, kuva A-34. Välitön kustannuslisä sitomattomaan kerrokseen verrattuna aiheutuu sementin hankinnasta ja sekoituksesta aputöineen. Kuvassa A-35 on esitetty tyypillinen m^2 -hintaja hintajakautuma 15 cm maabetonille kantavaan kerrokseen. Karkeasti voidaan siis arvioida, että kiviaineksen stabilointikustannus on kaksi kertaa sementin hinta työmaalla.

Jos halutaan verrata valmiiksi tiivistetyn kerroksen m^2 -hintaa sitomattomana ja sementillä sidottuna, voidaan kustannuserona karkeasti pitää tarvittavan sementin hintaa 1,5-kertaisena.

Sementin hinta työmaalla (2/88) vaihtelee 0,40 - 0,50 mk/kg laadusta ja toimitusetaisyydestä riippuen. Masuunikuona maksaa n. 0,25 mk/kg tehtaalla (Raahe, Lohja).

Kiviaineksen osuus maabetonin hinnasta vaihtelee 30 - 50 % riippuen kiviaineslähteestä ja kuljetusmatkasta.

Kuvan A-35 hintatiedot antavat vain suuruusluokan; hankekohtainen maabetonin hinta on aina selvitettävä työvaihe-erittelyn kautta, /41/.



KUVA A-34. Maabetonin rakentamisen työvaiheet ja kustannusten muodostuminen

TYYPILLINEN m²- HINTA: (15 cm maabetonia kantavaan kerrokseen, sem.pit 5%, kulj.matka 15 km)

Ilman kiviainesta

$$\frac{17 \text{ mk/m}^2}{(14...20)}$$

(sis. yht. kust.)

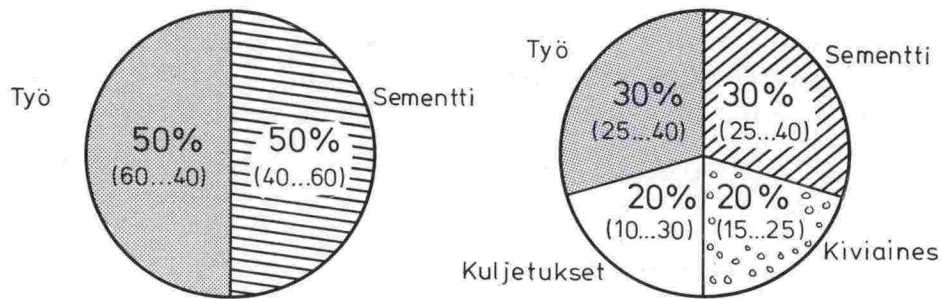
Kiviaines mukaanlukien

$$\frac{29 \text{ mk/m}^2}{(22...32)}$$

(sis. yht. kust.)

MUUTOSHINTA PAKSUUDEN MUUTTUESSA 1,10 mk/m²/cm

TYYPILLINEN HINTAJAKAUTUMA:



HUOM! Kuva antaa vain suuruusluokkatiedon, joka perustuu toteutuneisiin töihin. Yksittäisen maabetonityön todellinen kustannus riippuu suuresti mm. sementin määrästä, kuljetusmatkoista, työn koosta ja työmenetelmästä.

KUVA A-35. Maabetonin hinta Suomessa v. 1988

KUVA A-36. Maabetonin rakentamiskustannukset eri työmenetelmillä

ESIMERKKI: 17 cm paksuinen maabetoni kantavaan kerrokseen, pinta-ala 50 000 m² (10 m, 5 km) kiviaines murskesoraa 0...45 mm, ajomatka murskaamolta 30 km, tiivistymiskerroin 0,70 (auton lavalta valmiiseen rakenteeseen k_{2y2}) Sementin määrä 4,5 % = 17 kg/m², 75 kg/i-m³ asemasekoituksessa asema työmaalla (ajotie 10 - 3 km), kohde Etelä-Suomessa.

ASEMASEKOITUS				PAIKALLA SEKOITUS				
määrä	yksikkö	mk/yks.	mk		määrä	yksikkö	mk/yks.	mk
11500	m ³ itd	17,00	195 500	KIVIAINES VARASTOKASASSA KUORMAUS JA KULJETUS 30 KM (kasettiautot)	11500	m ³ itd	17,00	195 500
11500	m ³ itd	26,40	303 600		11500	m ³ itd	26,40	303 600
850	t	370,00	314 500	LEVITYS TIEHÖYLÄLLÄ	50000	m ²	0,34	17 000
350	h	600,00	210 000	SEMENTTI TYÖMAALLA	870	t	370,00	321 900
11500	m ³ itd	5,22	60 030	-MASSAN VALMISTUS (60 t/h, asema + 1 kuormaaja) AJO TIELLE	100	h	690,00	69 000
350	h	300,00	105 000	LEVITYS ASF. LEVITTIMELLÄ (20 000 t massaa)				
350	h	190,00	66 500	STABILOINTI kastelu 150 mk/h karhinta 200 mk/h sem.lev. 170 mk/h tasaus 170 mk/h (TM 16)				
50000	m ²	1,60	80 000	690 mk/h	100	h	190,00	19 000
TYÖKUST. YHT. 1 335 130				TIIVISTYS	50000	m ²	1,60	80 000
160 215				JÄLKIHOITO (0,6 kg/m ² BE)	TYÖKUST. YHT. 1 006 000			
YHTEENSÄ 1 495 345				YHTEISET KUSTANNUKSET 12 %	120 720			
ASEMASEKOITUS 29,91 mk/m ²				PAIKALLA SEKOITUS 22,53 mk/m ²	YHTEENSÄ 1 126 720			

Maabetonin hinta eri työmenetelmillä

Yleensä on katsottu, että asemasekoitusmenetelmällä saadaan aikaan homogeenisempi laatutaso eikä hinta tule paikallasekoitusta kalliimmaksi, jos sidottava materiaali joka tapauksessa tuodaan muualta. Useissa maissa paikallasekoitus kielletään kantavassa kerroksessa, jolloin menetelmien hintavertailu ei ole tarpeen. Paikallasekoitusmenetelmä kehittyi kuitenkin koko ajan kaluston ja työtarkkuuden suhteen, minkä vuoksi molempien menetelmien laatu/hinta-suhdetta on syytä seurata. Suomessa asemasekoitusmenetelmällä suoritettut työt ovat olleet tähän saakka 20 - 30 % kalliimpia kuin paikallasekoitetut. Suomen hintaero johtuu luonnollisista syistä:

- Työt ovat pieniä; sekoitusaseman siirtokustannus korostuu hinnassa
- Helposti siirrettävää sekoitusasemakalustoa on vähän.
- Jatkuvatoimisia, riittävän kapasiteetin omaavia sekoitusasemia on vähän.
- Töitä on vain sattumanvaraisesti.

Työmäärien lisääntyessä ja kaluston kehittyessä on odotettavissa hintasuhteen tasoittumista. Hintavertailuja tehtäessä on todelliset kiviaineskustannukset otettava molemmissa tapauksissa mukaan laskelmiin. Kuvassa A-37 on esitetty laskentalomake ja vertailuesimerkki.

Maabetonin kannattavuus

Maabetonikerros voi olla osa korkealuokkaisen tien normaalirakennetta, jolloin sen käyttö perustuu tien luokkaan ja liikennemäärään eikä hankekohtaista kannattavuustarkastelua suoriteta.

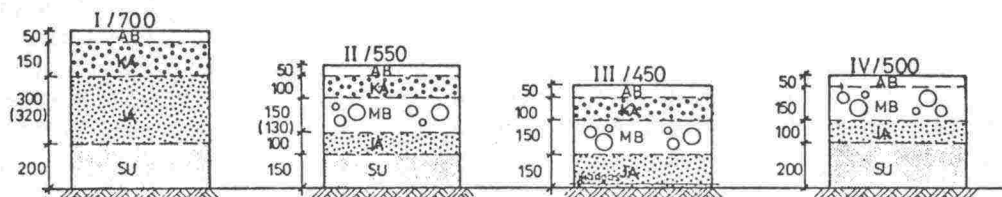
Yleensä kuitenkin maabetonirakenne on rakennevaihtoehto, jonka tulee rakentamiskustannusvertailussa osoittaa kilpailukykynsä. Kun tällainen vertailu tehdään, se tulee suorittaa asianmukaisesti mitoitettujen päällysrakenteiden kokonaisvertailuna, kuva A-37.

Sementin lisäyksestä aiheutuvaa lisäkustannusta vastaan syntyy säästöä maabetoniin käytettävän kiviaineksen hinnassa ja kuljetuskustannuksissa, mutta ennen kaikkea muiden päällysrakennekerrosten materiaaleissa ja kerrospaksuuksissa. Laskemalla tau-lukon mukaisesti koko päällysrakenteen vaihtoehtoiset metrikustannukset saadaan oikea lähtökohta kustannusvertailulle. Kun maabetonivaihtoehto osoittautuu samanhintaiseksi tai vain vähän kalliimmaksi kuin vertailtavat vaihtoehdot, se tulisi valita, koska se jäykempänä rakenteena tarjoaa paremmat edellytykset pitkälle kestoialle.

Kannattavuustarkastelu voidaan tehdä myös elinikäiskustannuksiin perustuen kohdan B 162 mukaan. Suomessa on kuitenkin niin vähän täsmällistä seurantatietoa maabetonirakenteiden kestävydestä ja niin vähän kokemusta mitoitamisesta, että vertailussa on tyydyttävä rakennuskustannusten vertaamiseen. Vertailua voidaan täydentää kokemusperäisillä arvioilla. Kustannusvertailujen tekemiseen on käytössä monia menettelytapoja; kuva A-37 on vain esimerkki. Tietokoneohjelmien käyttö helpottaa käytännön laskentatyötä; tie- ja vesirakennuspiireissä on käytössä mm. ohjelma mikrotietokoneelle Olivetti M 24 rakennevaihtoehtojen vertaamiseksi.

E-kantavuusluokka
Lähtökantavuus $E_2 = 20 \text{ MN/m}^2$

Päällysrakenne 4
Tavoitekantavuus päällysteen alla $E_2 = 150 \text{ MN/m}^2$



RAKENTEIDEN KUSTANNUSVERTAILU

Päällysrakenne	Tien leveys m	Luiskatäyte m3 rtr	Luiskatäyte mk	Kuitukangas m2 rtr	Kuitukangas mk	Suodatin m3 rtr	Suodatin mk	Jakava m3 rtr	Jakava mk	Kantava m3 rtr	Kantava mk	Maabetoni m2 rtr	Maabetoni mk	Vertailuhinta mk/jm
E/I / 700	70	0.7				1.76		2.41		1.11				
	80					1.96		2.72		1.26				
	90					2.16		3.02		1.41				
E/II / 550	70	0.45				1.26		0.91		0.73		7.00		
	80					1.41		1.01		0.83		8.00		
	90					1.56		1.11		0.93		9.00		
E/III / 450	70	0.30		8.35				1.32		0.73		7.00		
	80			9.35				1.47		0.83		8.00		
	90			10.35				1.62		0.93		9.00		
E/IV / 500	70	0.38				1.64		0.83				7.00		
	80					1.84		0.93				8.00		
	90					2.04		1.03				9.00		

YKSIKKÖHINNAT:

Luiskatäyte
Kuitukangas
Suodatin
Jakava
Kantava

mk/m3 rtr
mk/m2 rtr
mk/m3 rtr
—
—

Maabetoni (150)
— (200)
Päällyste AB
— OS

mk/m2 rtr
—
—
—

KUVA A-37. Esimerkki päällysrakenne-
vaihtoehtojen kustannusvertailun
suorittamisesta

A 9

MAABETONIN KÄYTTÖTARVE JA KÄYTTÖ- DELLYTYKSET SUOMESSA

A 91 Käyttötarve

Maabetonia on käytetty Suomessa var-
sin vähän. Syitä on ollut monia:

- Ensiluokkaisten sitomatto-
mien materiaalien suhteel-
lisen helppo saatavuus
- Liikennemäärät eivät ole
edellyttäneet sidottujen
kantavien kerrosten käyt-
töä.
- On puuttunut koneita, am-
mattitaitoa ja kokemusta
hyvälaatuisen maabetonin
tekemiseen.
- On saatu huonoja kokemuksia
1960- ja 1970-luvuilla van-
hojen sorateiden parantami-
sesta stabiloimalla.
- Teknistaloudelliset edulli-
susvertailut eivät ole ol-
leet vaatimuksena.

1980-luvulla tieverkon kantavuus-
puutteet ovat tulleet korostetusti
esille. Aikanaan rakennetut ja pa-
rannetut tiet ovat vaurioituneet
palveltuaan suunnitteluikänsä ja
vaativat rakenteen uusimista ja kan-
tavuustason nostamista. Tieverkon
kantavuuden parantaminen on yksi
pääkohtia tie- ja vesirakennuslai-
toksen Tie - 2000-ohjelmassa. Vu-
sittain tullaan parantamaan 1500 -
2000 km teitä, joissa kantavuuden
parantaminen on oleellinen osa työ-
tä.

Akselipainojen odotettavissa oleva
korottaminen 1990-luvun lopulla ko-
rotaa entistä pitkäikäisempien ja
kantavampien rakenteiden suunnitte-
lutarvetta sekä uusilla että van-
hoilla teillä.

Vaaditun kantavuustason saavuttami-
nen sitomattomilla rakennekerroksil-
la ja ohuilla asfalttipäällysteillä
käy käytännössä entistä vaikeammaksi

ja kalliimmaksi eikä sitomaton* rakenne takaa riittävän hyvää kestävyyttä raskaan liikenteen olosuhteissa.

Harjuainesten saatavuuden vaikeutuminen ja pitkät kuljetusmatkat kehottavat uusien ratkaisujen etsimiseen monissa osissa maata. Moreenien ja teollisuuden jätemassojen hyväksikäyttö tien rakenteessa korostuu vuosien mittaan sekä taloudellisista että ympäristöllisistä syistä.

Kaikkiin näihin tarpeisiin tarjoaa maabetoni oikein käytettynä hyvän ja kilpailukykyisen ratkaisun.

A 92 Käyttöedellytykset

Tienrakennusmateriaalina maabetoni on luotettava ja kestävä rutiinikäyttöön niin Suomessa kuin muuallakin. Suomen maaperä- ja ilmasto-olosuhteitten takia korostuvat sellaiset ennakkoehdot kuin:

- hyvä kuivatus
- riittävä routasuojaus ja siirtymäkiilat
- maabetonin pakkaskestävyys
- riittävä päällystepaksuus
- riittävän kantava alusta.

Muita hyvän kantavuuden ja pitkän kestoian edellytyksiä ovat asiantunteva maabetonikerroksen mitoitus sekä korkealaatuinen työn suoritus. Vaikka maabetoni periaatteessa sopii rakennettavaksi tavanomaisilla tienrakennuksen koneilla ja välineillä, korkean laadun ja kilpailukykyyn takaavat vain maabetonityöhön sopivat erikoiskoneet ja laitteet. Laajamittaiseen maabetonin käyttöön ei Suomessa ole kalustoa, mutta sitä on saatavissa tarvetta vastaavasti.

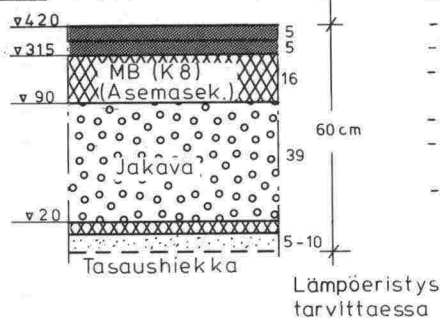
A 10 KEHITYSNÄKYMÄ

Vaikka maabetonin suunnittelu ja käyttö on jo normitettu useimmissa maissa ja vaikka kokemukset sen kestävydestä ja käyttäytymisestä ovat yleisesti myönteisiä, on olemassa jatkuvaa kehittämistarvetta:

- Maabetoni halutaan mitoit-
taa kantaviin kerroksiin
minimiasfalttipaksuuksin.
Tällöin tulee uudenlaisia
vaatimuksia kiviainekselle,
suhteitukselle, työn laa-
dulle jne.
 - Maabetonin halkeilun ja
heijastushalkeamien hallin-
ta vaatii edelleen tutki-
musta.
 - Maabetonin E-modulia on
tutkittu liian vähän, mistä
syystä kantavuusmitoituspe-
riaate vaihtelee maittain.
 - Tarve rakennusmateriaalien
uudelleenkäyttöön tuo maa-
betonin runkoaineeksi tek-
nisiltä ominaisuuksiltaan
tuntemattomia materiaaleja,
joiden soveltuvuutta on
selvitettävä.
 - Kaikkialla on lisääntynyt
vaatimus todistaa tien ra-
kenneratkaisut teknistalou-
dellisesti kannattaviksi.
Sen vuoksi on entistä tar-
kemmin tunnettava tuote ja
sen ominaisuuksiin vaikut-
tavat tekijät.
 - Tuotteen markkinointi on
kesken; maabetonia löytyy
enemmän normeista kuin ken-
tältä. Sitä paitsi maabeto-
ni on saanut kilpailijoita
myös perinteisille sekto-
reille, esimerkkinä asfal-
tit betonipäällysteen alus-
taksi. Kilpailu kehottaa
tutkimaan ja kehittämään
tuotetta edelleen.
- Suomen tilanteessa on kantavuuden parantamistarve niin ilmeinen sekä vanhoilla että uusilla teillä, että maabetonin käyttömäärien voi arvioida lisääntyvän. Käytön lisääntyessä on myös tutkimus- ja kehitystyön ol-
tava aktiivista. Tutkimus- ja koke-
mustietoa on hankittava ainakin:
- työtekniikoista ja kalus-
tosta
 - laadunvalvonnan kenttätut-
kimusmenetelmistä
 - päällysteen minimipaksuu-
desta

TYYPILLINEN

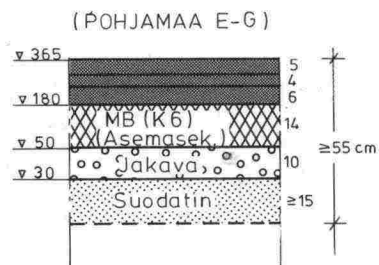
PÄÄLLYSRAKENNE- (POHJAMAA E-G)

LUOKKA
1 ja 2

TUTKITTAVIA KYSYMYKSIÄ:

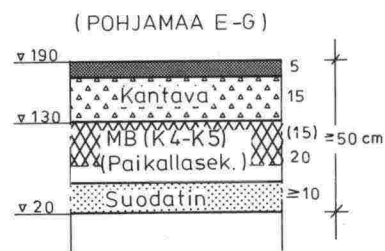
- heijastushalkeilu
- maabetonin optimilujuus
- lämpöeristämisen edullisin suoritustapa
- lämpöeristämisen tarve
- maabetonin pakkaskestävyysvaatimus
- liukkausvaaran vaatima minimipeitepaksuus

2 ja 3



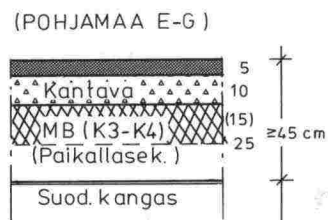
- maabetonin alustan edullisin tekotapa
- maabetonin lujuusvaatimus

3 ja 4



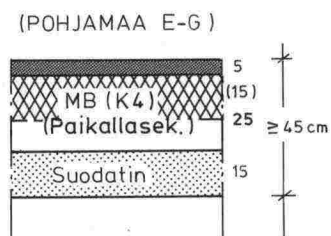
- maabetonin edullisin työmenetelmä
- kantavan kerroksen paras materiaali

4,5 ja 6



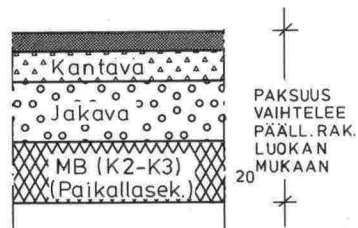
- laakerikerroksen toimivuus
- rakenteen minimipaksuus

4,5 ja 6



- arkuus routanousuille
- rakenteen minimipaksuus

1-6



- rakenteen minimipaksuus
- maabetonin kannattavuus

KUVA A-38. Käyttöön ehdotettavia maabetonirakenteita ja niiden jatko-tutkimustarpeita

- E-modulista sekä laborätoriossa että kentällä
- maabetonin alustan kantavuusvaatimuksista
- erilaisten rakennevaihtoehtojen kustannuksista
- erilaisten rakennevaihtoehtojen käyttäytymisestä vuosien mittaan
- maabetonin käytöstä ja kestävydestä vanhojen teiden kantavuuden parantamisessa.

Kuvassa A-38 on esitetty eräitä kysymyksiä tulevia rakennevaihtoehtoja ja niihin liittyviä tutkimustarpeita. Vaikka maabetoni kohdan A 5 mukaisesti voidaan mitoittaa mihin rakennekerrokseen tahansa, kohdistuu päämielenkiinto ilmeisesti myös Suomessa kantavan ja jakavan kerroksen rakenneratkaisujen kehittämiseen.

A 11 YHTEENVETO

Maabetonia on käytetty vuosikymmeniä sekä betonipäällysten alustana että asfalttipäällysteisten teiden rakennekerroksissa. Kokemukset ovat olleet myönteisiä. Kehityksen suunta on ollut alemmista kerroksista ylös aina korkealuokkaisten teiden kantaviin kerroksiin. Samalla on perinteinen kuva maabetonin ainesosille ja sen lujuudelle asetettavista vaatimuksista muuttunut suuresti.

Aikaisemmin on kovempiin vaatimuksiin vastattu muilla ratkaisulla, esim. tekemällä maabetonin sijasta asfaltti- tai laihabetonikerros. Nyt kehitetään maabetonia vastaamaan kovimpiakin vaatimuksia. Näin kehittyneellä maabetonilla tulee epäilemättä olemaan laaja käyttöalue tienrakenuksessa eri puolilla maailmaa. Ja tämän kehityksen eräänä etappina on nähtävissä jyräbetonin esiinmarssi; tähän viittaavat jyräbetonin kehittelyn aktiivisuus ja hyvät tulokset.

Tässä raportissa on tehty tilan selvitys maabetonin suunnittelusta ja käytöstä koti- ja ulkomaisen kirjallisuuden sekä tutustumiskäyntien perusteella.

Maabetoni tunnetaan kaikkialla. Sitä koskevat suunnitteluohjeet ja työselitykset poikkeavat melko paljon riippuen kunkin maan kiviainesmateriaali- ja sideainetilanteesta. Myös suhtautuminen maabetonin halkeiluun vaikuttaa suunnittelukäytäntöön. Uusi maabetoni tehdään yhä useammin ensiluokkaisista kiviaineksista kantavaan kerrokseen ja mitoitetaan taivutusvetojännitysten perusteella; sen halkeilua ohjataan ja heijastus halkeilua vähennetään sirotepintauksilla tai lujiteverkoilla. Asemasekoitusmenetelmä valtaa alaa kantavissa kerroksissa, sensijaan jakavan kerroksen maabetoni tehdään edelleen yleisesti paikalla sekoitusmenetelmällä.

Maabetonin käyttömäärät vaihtelevat myös suuresti maittäin ja näyttävät riippuvan myös tierakentamisen perinteestä maassa. Uskollisia käyttäviä ovat olleet monet Yhdysvaltain osavaltion ja Euroopassa mm. Englanti, Ranska, Belgia ja Sveitsi.

Pohjoismaissa maabetonin suunnittelussa on seurattu keskieuropalaisista käytäntöä. Käyttö vanhojen sora-ten parantamisessa johti ristiriitaisiin kokemuksiin ja tyrehtytti käytön vähäiseksi 1970-luvun lopulle tultaessa. Kaikissa Pohjoismaissa tehtiin maabetonien kuntotutkimus v. 1978.

1980-luvulla on Norjassa lisätty si-
dottujen kantavien kerrosten käyttöä ja tässä yhteydessä myös maabetonin käyttö on lisääntynyt voimakkaasti. Norjassa on myös tutkittu perusteellisesti maabetonin kestävyyttä, /10/.

Ruotsissa on julkaistu uusi käsikirja ja markkinoitu maabetonia aktiivisesti. Yleisillä teillä tehdään toistaiseksi vain koeteitä.

Suomessa maabetonia käytettiin 1970-luvun puolivälin jälkeen vain harvoissa yksittäisissä hankkeissa (n. 15 km/v). Kun tieverkon kantavuuspuutteet 1980-luvun puolivälissä tiedostettiin, on kiinnostus maabetoniin lisääntynyt voimakkaasti. Niinpä vuonna 1987 maabetonia tehtiin jo n. 50 tiekilometrille.

Kaikki tekniset edellytykset maabetonin käytölle kantavuuden parantamisessa myös Suomen maaperä- ja ilmasto-olosuhteissa ovat olemassa edellyttäen, että epätasainen routiminen estetään riittävällä routamitoituksella.

Ulkomaisen kokemuksen mukaan heijastushalkeilu tulee olemaan ainakin ulkonäköongelma ohuita asfaltteja käytettäessä ja saattaa aiheuttaa lisääntyviä kunnossapitokustannuksia. Kotimaisissa kokemuksissa on halkeilua pidetty siedettävänä haittana.

Maabetonin kannattavuus rakennevaihtoehtona riippuu ennen kaikkea kiviainesten saatavuudesta ja kuljetusmatkoista. Yleensä edellytetään, että maabetoni osoitetaan vertailulaskelmilla kannattavaksi. Kuitenkin lisääntyvässä määrin maabetoni liittyy kinteänä osana joihinkin korkealuokkaisten teiden normaalirakenteisiin eikä hankekohtaisia vertailuja tällöin suoriteta. Suomessa maabetoni on normeissa mukana rakennevaihtoehtona, mutta käytännön suunnittelutyössä maabetonia vertaillaan vain, kun vertailuun ilmenee jokin erityinen syy.

Maabetoni kehittyy jatkuvasti ja sen toiminnasta erilaisissa rakennekokonaisuuksissa saadaan uusia kokemuksia. Tutkimustyö on vilkasta ja suuri kiinnostus aiheeseen on kansainvälistä. Maabetonilla on tulevaisuutta.

OSA A MAABETONI TIE- JA KATURAKENTEISSA
-Cement Treated Pavements

KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES

1. Cement-Treated Pavements, Materials, Design and Construction R.I.T. Williams, England 1986 (ISBN 1-85166-018-6)
2. Soil stabilization in pavement structures, a users's manual;
Volume 1: pavement design and construction considerations.
Volume 2: mixture design considerations.
U.S. DOT, FHWA-IP.80-2/1979.
3. Maabetoni-käsikirja, Sementtiyhdistys 1970
4. Stabilointiohjeet, TVH 732614, 1972
5. XVIII World Road Congress, September 1987, Brussels, Congress Proceedings
6. Tien rakenteellinen mitoitus, Juha Parantainen, TKK Tietekniikka, Espoo 1982
7. Tien päällysrakenteen suunnittelu, O.P. Hartikainen - Heikki JÄmsä, TTKK, Tampere 1986
8. Palojärvi - Olkkala päällysrakennekoetie. Yhteenvedo tutkimuksista, VTT tiedonanto 58, Espoo 1980
9. Palojärvi - Olkkalan koetien päällysrakenteen teoreettiset laskelmat, VTT tiedonanto 59, Espoo 1980
10. Sementstabilisering av vejer, Sinteff Rapport, Trondheim 1986
11. Teiden suunnittelu/tien rakenne, TVH:n ohjeet 1985
12. Moreenimurskeen stabilointikoe, VTT tutkimusselostus 405, Espoo 1983
13. Stabiloidun moreenimurskeen pakkasenkestävyys, VTT tutkimusselostus 551, Espoo 1986
14. Sementin ja masuunikuonajauheen käyttö moreenin stabiloinnissa, /Jukka Meriläinen, diplomityö, TKK Otanien, 1986
15. Moreenin ominaisuuksien parantaminen pienellä sideainelisäyksellä, TTKK, Heikki Hinkkasen diplomityö, Tampere, 1987
16. Thickness Design for Soil-Cement Pavements, PCA EBO68.01S, Skokie, Ill., 1970
17. Suggested Specifications for Soil-Cement Base Course PCA IS008.10S, Skokie, Ill

18. International Symposium on Concrete Roads, September 1982, London, Congress Proceedings
19. International Symposium on Concrete Roads, June 1986, Aachen, Congress Proceedings
20. Catalogue 1977 des Structures Types de Chaussees Neuves/DRCR Paris, 1977
21. Maabetonityön työselitys, TVH 73464, 1985
22. Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln, Schweizer Norm, 640509a, Zuerich 1985
23. Betong på mark, Handbok, Cementa 1985
24. Betonipäällysteet ja sementtistabilointi, käsikirja, RTY, SBK, 1987
25. TVH:n ohje tie- ja vesirakennuspiireille, Rt 16/8.3.1984
26. Technische Pruefvorschriften fuer hydraulisch gebundene Tragschichten TB HGT-St86, Der Bundesministerium fuer Verkehr, Bonn, 1986
27. Technische Vorschriften und Richtlinien fuer die Ausfuhrung von Tragschichten im Strassenbau - TVT 72, Der Bundesministerium fuer Verkehr, Bonn, 1972
28. Soil-Cement Construction Handbook, PCA EB003.09S, Skokie Ill. 1979
29. Cement-Treated Aggregate Base, PCA SR221.01S, Skokie, Ill., 1980
30. Die neuen Richtlinien fuer die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen - RST086, Bundesministerium fuer Verkehr, Bonn 1986
32. Sandwichbauweise auf wenig tragfähigem Untergrund, K. Vogt, 2. Europäisches Symposium ueber Betonstrassen, Bern 1973
33. Trans-European North-South Motorway Project, TEM; Recommendations for Rigid Pavements, UNDP, Paris 1986
34. Tien rakenteen parantaminen, suunnitteluohje, TVH 722336, 1980
35. Förstärkning av grusvägar genom cementinblandning i ytsiktet eller genom påläggning av cementstabiliserat, verkblandet material, VTI 204, 1981
36. Försök med cementbunden makadam, VTI 523, Linköping, 1987

37. Sementillä sidottujen teiden kunto, VTT, tiedonanto 62, Espoo 1980
38. Kadunrakennuksen tekniset ohjeet - KT076, Suomen kunnallistekninen yhdistys 1976
39. Maabetoniurakan urakkaohjelma, TVH 731462, 1984
40. TVH:n normaalimääräykset ja -ohjeet/Tien rakenne osa IV 5.2
41. Työntutkimuksia tie- ja vesirakennuspiireissä 1970-80 -luvuilla tehdyistä stabilointitöistä
42. Lean Concrete Base for Pavements: Current Practices, PCA IS2050IP, Skokie, Ill., 1980
43. Thickness Design of Soil-Cement Pavements for Heavy Industrial Vehicles, PCA IS 187.02S, Skokie, Ill., 1975
44. Trend bei hydraulisch gebundenen Tragschichten, Justus Bonzel, Betonstrassentagung 1983, Heft 16, Köln 1983
45. Einfluss hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken, Dieter Birmann, Technische Universität Muenchen, 1981
46. Properties and Uses of Cement-Modified Soil, PCA CRO34.02S, Skokie Ill
47. Econocrete Base for Pavements, Current Practises, PCA, Skokie Ill., 1980
48. Vejbelägninger med cementbundne bärelag, Statens VEJ-laboratorium, Roskilde, 1980
49. Sementstabilisering av veger, Handbook-005, Statens Vegvesen, 1982
50. Betonipäällysteiset tiet, Anssi Lampinen, HTKK Tietekniikka, Otaniemi 1979
51. Matkakertomus Ruotsiin kesällä 1987 tehdyttä opintomatkalta, J Rahiala 1987
52. Matkakertomus NORjaan kesällä 1987 tehdyttä opintomatkalta, J Rahiala 1987
53. Betonitieteprojektin artikkelipankkiin talletetut lukuisat sementtistabilointia käsittelevät artikkelit, TVH kirjasto 1988
54. Mark AMA, AB Svensk Byggtjänst, Stockholm 1984
55. Vägarnas bärighet, VTI 512, Linköping 1986

56. Stabilisering av vägarnas med cement, en inventering av svenska erfarenheter, VTI 423, 1985
57. Rakennuskoneet, RIL 88, Helsinki 1972
58. Matkakertomus Yhdysvaltoihin ja Kanadaan syksyllä -87 tehdyltä opintomatkalta, J. Rahiala, 1987
59. Subgrades and Subbases for Concrete Pavements, PCA IS029.02P, Skokie Ill., 1986
60. Vejregler for prioritering og dimensionering af forstærkningsbelagninger, 7.30.01 Befæstelser, Vejdirektoratet, København, 1979
61. Stabiloidun moreenin käyttömahdollisuuksista tien päällysrakennekerroksissa, H. Hinkkanen, TVL H-piiri 1985
62. Cement- Bound Materials for subbases and Roadbases, J. Kennedy, C&CA, England 1981
63. Dimensionering af betonveje og Cementbundne baerelag NVF Udvalg 32, Rapport nr. 20, 1984
64. Vejbelaegninger med cementbundne baerelag, Statens Vejlaboratorium interne notater 99, Roskilde 1980
65. Erfarenheter av cementstabilisering i Norden, B. Orbom, NVF:s 13. kongress i Oslo, 1980
66. Subbases and Roadbases treated with hydraulic binders Proceedings of XVII World Road Congress, PIARC, Sydney, 1983
67. Asfalttipäällysteiden tutkimusohjelma ASTO, vahvistusmenetelmät, esiselvitys Pank ry, Espoo 1988
68. Päällysrakenteen vahvistamismenetelmät ja niiden soveltuvuus, J. Kosonen, Astol-projektin esiselvitys, Espoo 1988
69. Bulletin de liaison des LCPC, Septembre 1979, Paris 1979
70. Matkakertomus Keski-Eurooppaan syksyllä- 87 tehdyltä opintomatkalta / J. Rahiala, 1987

OSA B 1

**YLEISKATSAUS BETO-
NIPÄÄLLYSTEISTÄ**

OSA B 1 YLEISKATSAUS BETONIPÄÄLLYSTEISTÄ
- GENERAL SURVEY OF CONCRETE PAVEMENTS

SISÄLLYSLUETTELO	sivu
B 10 JOHDANTO	65
B 11 BETONIPÄÄLLYSTEIDEN HISTORIAA	65
B 12 BETONIPÄÄLLYSTEEN OMINAISUUDET	66
B 13 BETONIPÄÄLLYSTEEN RAKENNE	68
B 131 Betonipäällystetyypit	68
B 132 Päällystelaatan ja sauman rakenne	69
B 14 BETONIPÄÄLLYSTEEN SUUNNITTELUPERIAATTEET	71
B 141 Laatan paksuusmitoitus	71
B 142 Betonille asetettavat vaatimukset	73
B 143 Alustalle asetettavat vaatimukset	74
B 144 Rakenne-esimerkkejä	76
B 15 BETONIPÄÄLLYSTEEN RAKENTAMINEN	77
B 151 Rakentamiselle asetettavat vaatimukset	77
B 152 Rakentamisen menetelmät	77
B 1521 Kiskokalustomenetelmä	77
B 1522 Liukuvalumenetelmä	78
B 153 Rakentamisen tärkeimmät työvaiheet	78
B 1531 Massan valmistus ja kuljetus	78
B 1532 Massan levitys	80
B 1533 Saumaterästen asennus	81
B 1534 Tasaisuuden viimeistely	83
B 1535 Pinnan karkeutus	83
B 1536 Pinnan jälkikäsittely	83
B 1537 Saumojen sahaus ja täyttö	84
B 154 Yleisimmät työvirheet ja niiden seuraukset	84
B 16 BETONIPÄÄLLYSTEEN KUSTANNUKSET JA KILPAILUKYKY	86
B 161 Rakentamiskustannukset	86
B 162 Elinikäiskustannukset	90
B 163 Betonipäällysteen kilpailukyky	91
B 17 BETONIPÄÄLLYSTEET ERI MAISSA	91
B 171 Betonipäällysteet Suomessa	91
B 172 Betonipäällysteet Pohjoismaissa	92
B 173 Betonipäällysteet muualla Euroopassa	94
B 174 Betonipäällysteet Yhdysvalloissa ja Kanadassa	96
B 18 YHTEENVETO	97
KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES	99

OSA B 1
YLEISKATSAUS BETONIPÄÄL-
LYSTEISTÄ
- General Survey of Concrete
Pavements

B 10 JOHDANTO

Raportin painopiste on maabetoniin ja betonipäällysteisiin liittyvissä erityiskysymyksissä (osat A, B2...B5). Tässä raportin osassa pyritään antamaan vain lyhyehkö yleiskuvaus betonipäällysteen ominaispiirteistä ja käytöstä eri maissa lähtökohdaksi erityiskysymyksiin perehtymiselle. Tarkastelu perustuu selvitystyön yhteydessä esiin tulleisiin näkökohtiin eikä pyri olemaan tyhjentävä. Useita alan yleisteoksia ja oppikirjoja on käytettävissä yleiskuvan syventämiseksi /5, 22, 26/.

B 11 BETONIPÄÄLLYSTEIDEN
HISTORIAA

Samalla kun nykyaikaisen betonin muutkin käyttösovellutukset kehittyivät Portland-sementin keksimisen jälkeen (v. 1824), alettiin betonia valaa myös katu- ja tiepäällysteeksi. Yksittäisiä betonipäällysteprojekteja tiedetään toteutetun useissa Euroopan maissa ja Yhdysvalloissa 1800-luvun viimeisinä vuosikymmeninä - siis hevosliikenteen aikakaudella. Mutta laajempi mielenkiinto betonipäällysteeseen virisi vasta vuosisadan vaihteen jälkeen, kun moottoriajoneuvo ja ilmarenkaat oli keksitty (1877) ja teiltä ja kaduilta alettiin vaatia soraa parempaa kantavuutta ja kiveystä parempaa tasaisuutta. Vastaavasti lentoliikenteen kehittyminen avasi betonille sopivan sovellutusalueen lentokenttien päällysteenä.

Ensimmäiset betonipäällysteet tehtiin käsin sullomalla ilman raudoitusta ja ilman saumoja. 1900-luvun alkuvuosista lähtien tulivat poikki-saumot käyttöön - ensin laajennus-saumot, sitten kutistumissaumat. Myös laatan raudoittaminen ja saumaterästen käyttö yleistyi. Raudoitta-

misen myötä laatat pitenivät, niinpä 15 metrin, jopa 30 metrin laattapi-tuuksia oli käytössä. Laatan mitoittaminen oli pitkään kokemuseräistä, mutta 1926 julkaistiin ns. Westergaardin laskukaavat, ja nämä kaavat - tosin kehiteltynä - ovat edelleen pohjana useimmissa betonipäällysteen mitoitusmenetelmissä.

Myös työtekniikka kehittyi: käsin levitys ja sullominen teki tilaa koneellisille sulloimille ja levityslaitteille jo 1920-luvulla; varsinaiset tärysilloilla varustetut levityskoneet tulivat käyttöön 1930-luvun alussa.

Päällystysmäärät olivat Euroopassa varsin vähäisiä vielä 1910- ja 1920-luvuilla. Sen sijaan Yhdysvalloissa oli jo vuonna 1925 n. 600 milj. m² betonipäällysteitä. Yleismaailmallisen talouslaman jälkeen lähti autoistuminen ja päällystettyjen teiden rakentaminen voimakkaasti käyntiin 1930-luvulla myös Euroopassa, ja vuosikymmenen kuluessa päällystämäärät moninkertaistuivat kaikkialla. Erityisesti silloisessa Saksassa kehitys oli voimakasta: vuoteen 1942 mennessä oli kymmenen vuoden aikana rakennettu melkein 4000 km nelikaistaisia moottoriteitä, 2500 km oli rakenteilla - ja kaikki betonipäällysteisinä./4/

Suomessakin oli 1930-luvun lopussa n. 60 km betoniteitä - lähinnä Helsingin ja Turun sisääntuloteilla - eikä tätä määrää ole sen koommin ylitetty./26/

Sotien jälkeinen taloudellinen nousukausi käynnisti 1950-luvun loppupuolelta lähtien suuria tienrakennusohjelmia kaikkialla kehittyneissä maissa. Vaikka betonipäällyste menetti näissä ohjelmissa sotia edeltäneen suhteellisen valta-asemansa asfaltille, myös betonipäällystemäärät lisääntyivät voimakkaasti. Samalla betonipäällysteen rakennetta

ja työtekniikkaa kehitettiin jatkuvasti, mikä on edelleen parantanut palvelutasoa ja pitkäaikaiskestävyyttä - ja ylläpitänyt kilpailukykyä myös halvan bitumin olosuhteissa. Betonipäällyste on vakiinnuttanut asemansa raskaimmin liikennöityjen korkealuokkaisimpien päätteiden päällysteenä.

Merkittävin muutos betonipäällystetekniikassa on viime vuosikymmeninä ollut liukuvalukoneiden käyttöönotto 1970-luvun alussa ja tästä aiheutuneet muutokset rakenteissa, kuten laatan raudoituksen ja liikuntasauvojen pois jääminen sekä laattojen lyheneminen.

1980-luvulle tultaessa oli kehittyneiden maiden päätieverkko tullut pääosiltaan rakennetuksi; laajat tieverkon kehittämisohjelmat olivat siirtyneet kehitysmaihin ja kehittyneissä maissa päähuomio kiinnittyi vanhenevien päällysrakenteiden vahvistamiseen yhä kasvavan raskaan liikenteen olosuhteissa.

Betonipäällysteet ovat kuvassa mukana myös näitä uusia haasteita ratkaistaessa. Suunnitteluohjeita on parannettu ja korjaamisen ja kunnostuksen käsikirjoja on julkaistu. Myös taloudellinen tietämys on parantunut niin, että betonipäällystettä voidaan luotettavasti vertailla hankekohtaisessa suunnittelussa.

Edellä sanottu ei oikeastaan koske Suomea - eikä muitakaan Pohjoismaita. Täällä sotia edeltänyt betonipäällysteperinne ei ollut niin vahvaa, että se olisi jatkunut sotien jälkeen. Päällystäminen aloitettiin uudelleen nollatilanteesta ja valinnaksi tulivat bitumipohjaiset päällysteet sekä talous- että teollisuuspoliittisista syistä. Vanhat betonipäällysteet korvautuivat asfalttipäällysteillä 25-30 palveluvuoden jälkeen 1960-luvulla ja uusia betonipäällysteitä on rakennettu vähän ja etupäässä koeluonteisesti, niin kuin kohdasta B 17 käy ilmi. Ammattitaidon, kaluston ja ohjeiden puute on pitänyt kynnystä korkeana betonipäällysteiden laajemmalle käytölle ja uusimman päällysteteknologian soveltamiselle. Rakenteellisen suunnittelun ohjeisto on kehittynyt

yksipuolisesti vain taipuisia päällysrakenteita koskevaksi; ohjeisto ei siten ohjaa eri rakennetyyppien joustavaan käyttöön ja vertaamiseen.

Etsittäessä ratkaisuja raskaan liikenteen kasvun, kulumisen ja pitkäaikaiskestävyyden ongelmiin betonipäällyste herättää jatkuvasti kiinnostusta myös niissä maissa, joissa sitä ei perinteisesti ole käytetty - niin myös Suomessa.

B 12 BETONIPÄÄLLYSTEEN OMINAISUUDET

Tien päällysteen tulee olla tasainen ja deformatumaton, sillä tulee olla hyvät kitkaominaisuudet, hyvä kulumiskestävyys sekä mahdollisimman alhainen melutaso. Paras päällyste ei ole se, jolla on nämä ominaisuudet uutena, vaan se, joka myös säilyttää ne muuttumattomina vaativissakin liikenne- ja ympäristöolosuhteissa.

Seuraavassa tarkastellaan, miten hyvin nämä vaatimukset voidaan täyttää betonipäällystettä käyttäen.

1. vaatimus: tasainen päällyste

Päällystesuunnittelun lähtöolettauksiin kuuluu, että betonipäällysteellä saavutetaan uutena parempi pituussuuntainen tasaisuus (PSR 4,5/5,0), (kts. lyhenteet) kuin asfalttipäällysteillä (PSR 4,2/5,0) ja että tasaisuudella mitattava palvelutaso säilyy pitempään kuin asfaltilla. /16/ Hyvään lähtötasaisuuteen johtavat monet työmenetelmätekiijät, kuten automaattinen korkeusaseman säätö levityskoneissa tai se seikka, ettei betonipäällystettä jyrätä. Hyvä tasaisuus on kuitenkin hyvin herkkä työvirheille ja sen vuoksi korkea ammattitaito ja oikea kalusto ovat ehdottomia edellytyksiä tasaisuuden saavuttamiselle (ks. kohta B 15). Tasaisuuden asfalttia parempi pysyvyys perustuu betonipäällysteen jäykkyyteen ja kykyyn - tiettyyn rajaan saakka - tasata tierunkoon ajan myötä syntyvää epätasaisuutta.

Tasaisuutta voivat uhata tierungon liikkeet (routanousut, painumat) tai laattojen liikkuminen toisiinsa nähden (porrastuminen). Sen vuoksi betonipäällyste voi tarjota sille ominaista kestävä, hyvää tasaisuutta vain, jos rakenteelliset tekijät - kuten routamitoitus, painumasuunnittelu, kuivatus, alustan eroosionkestävyys - ovat kunnossa.

2. vaatimus: deformatumaton päällyste

Betonipäällyste ei muuta muotoaan eri lämpötiloissa; hellekausien deformaatiot ovat tuntemattomia betonipäällysteen kohdalla. Kantavuuden kannalta betonipäällyste on enemmän kuin päällyste: se muodostaa itse pääosan tierakenteen kantavuudesta. Deformatumista ei siten pääse tapahtumaan myöskään alempien kerrosten heikon kantavuuden takia, niin kuin ohuissa asfalttirakenteissa joskus tapahtuu.

3. vaatimus: hyvät kitkaominaisuudet

Yleisesti voidaan sanoa, että betonipäällysteellä on saatavissa hyvät ja kestävät kitkaominaisuudet tien pinnalle. Sileä betonipinta olisi märkänä liukas autoliikenteessä; sen vuoksi betonipäällysteet säännönmukaisesti karkeutetaan rakentamistyön yhteydessä - useimmiten poikkisuunnaisella harjauksella tai rihlauksella. Kitkaominaisuuksien säilymiseen vaikuttavat karkeutustavan lisäksi mm. kiviaineksen raekoko ja kivilaatu. Kalkkipitoista karkeaa kiviainesta käytettäessä päällyste saattaa kiillottua liikenteen vaikutuksesta, jolloin kitkaominaisuudet on palautettava poikittaisilla jyr-sinnöillä tai pintakäsittelyillä. Suomen olosuhteissa ei kiillottuminen ole ongelma, mutta täällä nastarengasliikenne kuluttaa poikittaiset karkeutusurat pois ja muuttaa päällysteen kitkaominaisuuksia. Kulu-neilla päällysteillä tehdyissä kitkamittauksissa on suomalaisilla betoniteillä saatu jonkin verran pienempiä kitka-arvoja kuin vastaavilla asfalttipäällysteillä, /21/ vaikkakin molempien kitka-arvot ovat yleensä riittäviä osittain nastarenkaiden ansiosta.

Betonipäällysteen pinnan karkeudella (mikro- ja makrokarkeus) on oleellinen merkitys paitsi kitkaominaisuuksille myös päällysteen aiheuttamalle melutasolle. Kun vaatimukset näissä kysymyksissä ovat viime vuosina nousseet, ovat pintakarkeuden kysymykset tulleet laajan tutkimus- ja kehitystyön kohteeksi, mikä saattaa merkitä muutoksia perinteisiin käsityksiin.

4. vaatimus: mahdollisimman alhainen melutaso

Yleinen mielipide pitää sekä asfaltti- että betonipäällysteiden aiheuttamaa melutasoa liian korkeana ja väittää, että päällystesuunnittelun keinoin voitaisiin melutasoa alentaa. Päällysteissä onkin tapahtumassa tämänsuuntaista kehitystä (avoimet asfalttibetonit, huokoiset betonit, mikro- ja makrokarkeuden säätely). Käytännön tilanteissa betonipäällysteen aiheuttamaa melua pidetään suuremmissa nopeuksissa häiritsevämpänä, /27/ joskin melutasomittauksissa ovat erot asfaltti- ja betonipäällysteillä tuskin havaittavia. Alemmilla tienopeuksilla ei melutasoeroja yleensä koeta eikä havaita mittauksilla./22/

Muita ominaisuuksia

a) Betonipäällysteellä on hyvä valonheijastavuus, mikä on liikenneturvallisuuden kannalta edullista ja alentaa valaistuskustannuksia verrattuna tummempiin asfalttipäällysteisiin.

b) Betonipäällysteen rakenteellinen kestävyys on hyvä myös vaativissa liikenneolosuhteissa. Betonipäällyste on raskaan liikenteen päällyste ja oikein mitoitettuna päällyste-laatta kestää murtumatta lähes rajattoman määrän mitoitusajoneuvon suuruisia ylitäyksiä.

Mutta jäykkänä rakenteena laatta on arka ylikuormille; vähäinenkin määrä mitoituskuormaa oleellisesti suurempia kuormia murtaa laatan ja seuruksena on halkeilua. Halkeilleena ja loppuunkäytettynäkin betonipäällysteen kantavuus on jäljellä ja se voidaan käyttää hyväksi uutta päällystettä rakennettaessa.

c) Materiaalina nykyaikainen päällystebetoni on kestävää ankarissakin sääolosuhteissa. Betonin suola-pakkaskestävyys saadaan asianmukaisella suhteituksella ja lisähuokostuksella luotettavaksi eikä runsaskaan suolan käyttö talvikunnossapidossa ole keski-eurooppalaisen kokemuksen mukaan vaarana betonin kestävyydelle. Eräissä maissa esiintyvää betonipäällysteen pahaa rapautumista (D-cracking, ks. kohta B 21) ei ole tavattu suomalaisilla kivilajeilla.

B 13 BETONIPÄÄLLYSTEEN RAKENNE

B 131 Betonipäällystetyypit

Betonipäällysteissä on erotettavissa seuraavaat päätyypit:

a) Halkeamaraudoitetut betonipäällysteet

Tässä päällystetyypissä ajokaistan levyisiin ja 7-15 m pituisiin laattoihin upotetaan 5-7 cm syvyyteen pinnasta teräsverkko joko asentamalla se ennen valua pukeilla tai täryttämällä se jo tuoreeseen massaansa valun yhteydessä. Teräsverkon tehtävänä on pitää lämpötilavaihtelujen betoniin aiheuttamat hiushalkeamat mahdollisimman pieninä. Kun laatat ovat suhteellisen pitkiä, on yleensä joka kolmas sauma tehtävä liikuntasaumana. Saumoissa käytetään saumateräksiä. Halkeamaraudoitettu laatta on ollut betonipäällysteen perustyyppi, jonka käyttö on ollut laajaa. Sen kohtaloksi muodostuivat hankalat ja ajomukavuutta heikentävät liikuntasaumamat sekä raudoitusverkon korroosio, jota suolan lisääntynyt käyttö on vain kiihdyttänyt. Yhä enemmän on siirrytty muihin betonipäällystetyyppeihin.

b) Jatkuvasti raudoitettut betonipäällysteet

Tässä päällystetyypissä sijoitetaan laatan keskikorkeudelle pituussuuntainen jatkuva raudoitus (0,5-0,7 % laatan poikkipinta-alasta) eikä poikkisaumoja tehdä lainkaan. Raudoitus pienentää betoniin kohdistuvia vetojännityksiä. Laattaan saa muodostua vapaasti poikkittaisia hiushalkeamia (1-2 m välein). Jatkuvasti raudoitettu päällyste on ohuemmasta paksuudestaan (n. 20 % ohuempi kuin muut tyypit) huolimatta merkittävästi kalliimpi kuin muut päällystetyypit.

Sopivia käyttöalueita ovat painuvalle alustalle tehtävät päällysteet tai betonitien uudelleen päällystämisen vanhan päällysteen jäädessä alle. Sen etuna voidaan pitää välttymistä saumojen huolloilta, mutta sen riskinä on terästen korroosio sekä villien halkeamien paheneminen ajan oloon.

Eräissä maissa - kuten Belgiassa - missä oma terästeollisuus on voimakasta, on jatkuvasti raudoitettu betonipäällyste vallitseva päällystetyyppi päätteillä.

c) Esijännitetyt betonipäällysteet

Erityistapauksissa voidaan päällysteeseen rakentaa raudoitus, joka esijännitetään ennen laatan valua (ei kaapeleita) tai kaapeleitten avulla valun jälkeen. Esijännittämällä saadaan tarvittaessa aikaan useiden kymmenien metrien läpimitäisiä laattoja, joissa ei ole saumoja. Tämän tyyppisiä laattoja tehdään suurimpien lentokenttien rullausteille tai asematasoille, missä pistekuormat ovat poikkeuksellisen suuria.

d) Saumatut, raudoittamattomat betonipäällysteet ilman saumateräksiä

Liukuvalutekniikan ja lyhyitten, kuitumissaumoilla varustettujen laattojen tultua käyttöön katsottiin voitavan luopua kokonaan poikkisaumojen saumateräksistä. Kuormansiirron laatalta toiselle katsotaan tapahtuvan kiviainesrakeiden välityk-

sellä sahatussa saumassa. Teräksiä käytetään vain pituussaumoissa. Alustana on maabetoni tai asfalttibetoni. Eräissä maissa, kuten Ranskassa, tästä tuli lähes yksinomainen betonipäällystetyyppi. Sen etuna on helppo työmenetelmä ja edullisempi hinta, mutta riskinä on saumojen porrastuminen pitkällä tähtäyksellä.

e) Saumatut, raudoittamattomat betonipäällysteet saumateräksillä varustettuna

Lyhytlaattaiseen, liukuvalutekniikalla tehtävään päällysteeseen asennetaan saumateräksiset kuormansiirtokyvyn varmistamiseksi. Koska tämä päällystetyyppi on yhä enemmän yleistynyt ja koska se on Suomen olosuhteisiin ilmeisesti sopivin tyyppi, tarkoitetaan jäljempänä tässä raportissa betonipäällysteellä tämäntyyppistä päällystettä.

f) Jyräbetonipäällysteet

Maakostea betonimassa levitetään ja tiivistetään asfalttipäällysteen tapaan. Lopputuloksen kannalta on tärkeätä, että sekä levitys- että tiivistyskoneilla on suuri tiivistysteho.

Minkäänlaista raudoitusta ei käytetä. Saumat sahataan samoin kuin yleensä lyhytlaattaisissa päällysteissä. Jyräbetonilla voidaan saavuttaa yhtä hyvä rakenteellinen kestävyys kuin tavanomaisilla betonipäällysteillä.

Jyräbetoni on betonipäällystetekniikan uusin saavutus. Sen käyttö katujen ja teollisuuspihojen päällysteenä on yleistymässä ja kokeita nopeaan liikenteen väylillä tehdään eripuolilla maailmaa. /39/

g) Asfaltilla pinnoitetut betonipäällysteet

Erikoistapauksena on mainittava ohuella asfalttikerroksella (40-100 mm) pinnoitetut betonipäällysteet (rigid composite pavements). Betonipäällyste voi olla tyypiltään mikä tahansa edelläselostetuista. Päälle tuleva asfalttikerros ohentaa yleensä betonilaatan paksuutta.

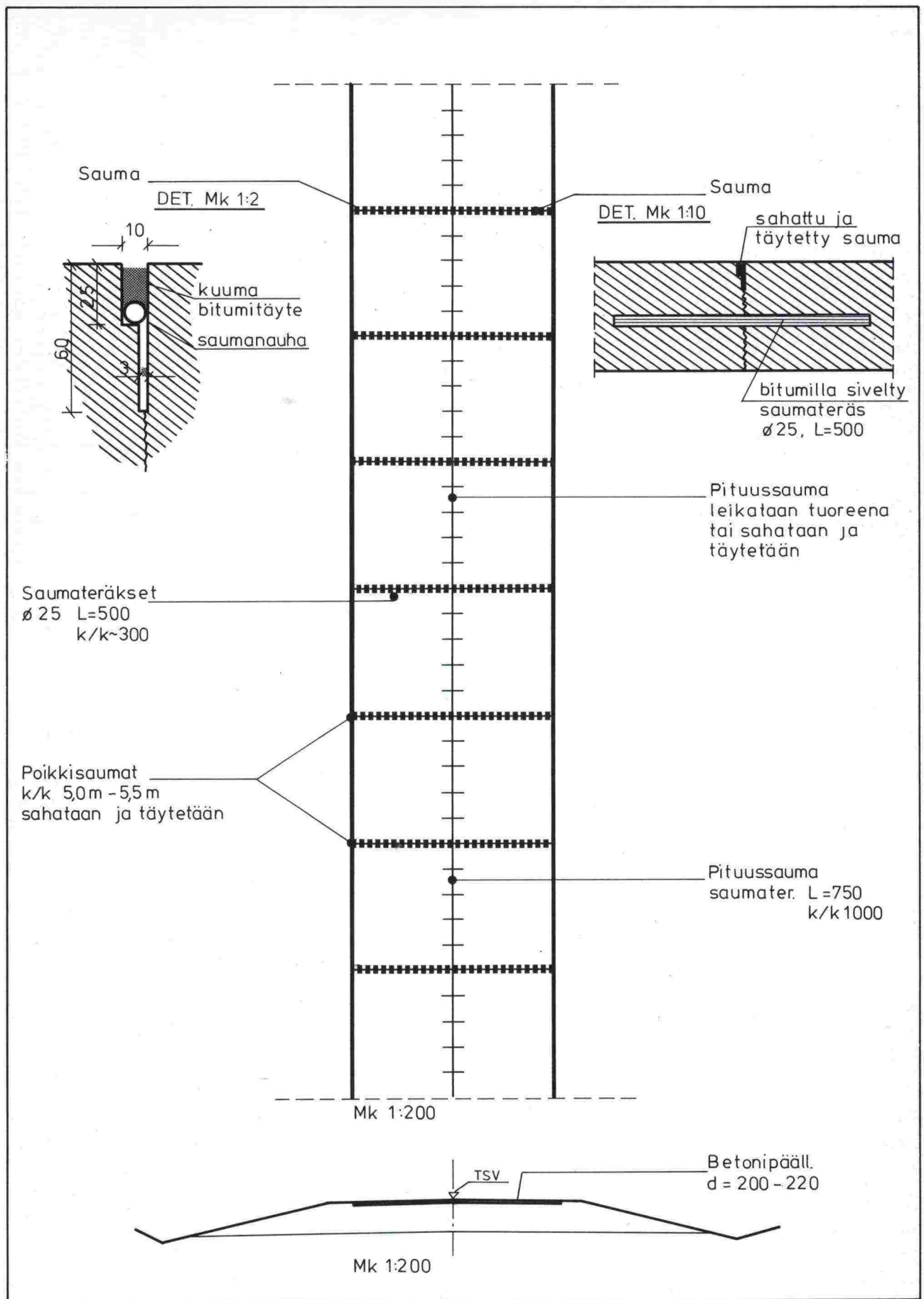
Tällä rakenteella menetetään osa kohdan B 12 tavoitteista, mutta sillä saavutetaan erikoistapauksissa tiettyjä etuja, kuten

- väljempi työtarkkuus betonipäällysteen teossa
- lyhyemmät liikenteen keskeytykset uudistamisvaiheessa
- vähäisempi arkuus painumille

Tällaiset rakennevaihtoehdot ovat jo mukana ainakin Englannin, Espanjan ja Ontarion rakenteellisissa normeissa.

B 132 Päällystelaatan ja sauman rakenne

Kuvassa B1-1 esitetään raudoittamattoman betonipäällysteen tyypillinen rakenne. Kaikki saumat ovat kutistumissaumoja, joissa laattojen liike on enintään 1 mm luokkaa. Vain kiinteiden rakenteiden, kuten siltujen kohdalle tehdään liikuntasaumot. Saumateräksiset varmistavat, ettei laattojen asema toisiinsa nähden muutu. Saumassa syvämpi sahaus toimii halkeamanmuodostajana; sahaus tehdään mahdollisimman pian valun jälkeen ja se ohjaa kutistumishalkeaman sahauksen kohdalle. Sauman täyttämistä varten tehdään toinen sahaus matalampana, niin että muodostuu vähintään 10 m saumarako. Raon pohjalle asennetaan kuumia täytemassoja käytettäessä saumanauha estämään saumaussmassan tarttuminen saumaraon pohjaan ja tunkeutuminen syvemmälle saumarakoon. Saumamassan tehtävänä on tarttua lujasti saumaraon seinämiin ja estää kaikissa lämpötila- ja sääolosuhteissa veden pääseminen saumaan. Samalla estyy myös hiekan ja muitten vieraitten ainesten pääsy saumarakoon. Sauma voidaan myös jättää täyttämättä, jolloin toista sahaustakaan ei tehdä. Täytettyjen saumojen käyttö on kuitenkin yleisempää varsinkin ns. kylmissä maissa, missä veden ja epäpuhtauksien jäätyminen saumaraossa aiheuttaa laatan reunan lohkeilua.



KUVA B1-1. Raudoittamaton, saumateräksin varustettu betonipäällyste, rakenneperiaate

Päällystelaatat ovat aikaisemmin olleet yleensä ajokaistan levyisiä. Uudemmissa päällysteissä reunimmais-
set laatat ulottuvat usein 0,2 - 1,0 m reunaviivan ulkopuolelle ja liittyvät siinä asfaltti- tai betonipien-
tareeseen.

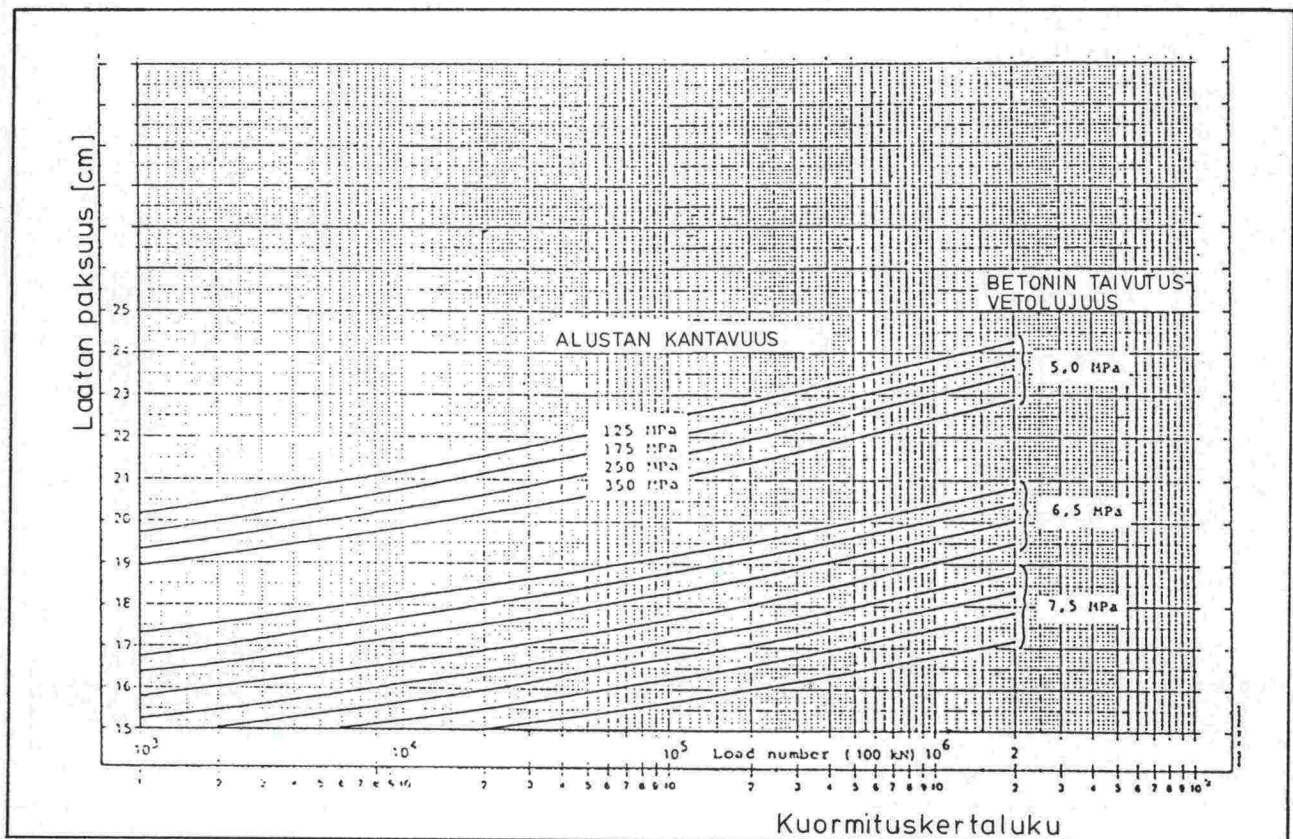
Päällystelaatan pituus on raudoittamattomissa päällysteissä enintään 25 x laatan paksuus, jotta saumojen liikkeet jäisivät pieniksi. Kuvan B1-1 esimerkissä laatan pituus on 5,0-5,5 m ja saumat ovat kohtisuorassa keskiviivaa vastaan. Uusia päällysteitä tehdään myös vinoin saumoin (6/1 keskiviivaan nähden) ja vaihtelevin laattapituuksin (esim. 3,5 - 4,0 - 5,5 - 6,0). Tällainen rakenne varmistaa sen, ettei raskas liikenne pääse aiheuttamaan säännöllisiä dynaamisia iskuja saumoihin, mikä vaurioittaisi saumoja ja huonontaisi tasaisuutta. Vinoista laatoista on hyviä kokemuksia ja ne ovat suosittuja uusimmilla päällysteillä monissa maissa. Saumateräksiä käytettäessä vinoihin laattoihin sisäl-

tyy kuitenkin asennus- ja mitoitusongelmia, eivätkä ne ole yleistyneet kylmissä maissa.

B 14 BETONIPÄÄLLYSTEEN SUUNNITTELUPERIAATTEET

B 141 Laatan paksuusmitoitus

Päällystelaatta mitoitetaan alustan kantavuus huomioon ottaen kestämään liikennekuormituksen ja lämpötilavaihtelujen aiheuttamat taivutusvetojännitykset päällystebetonissa. Paksuusmitoituksen päämuuttujat ovat siten raskaan liikenteen määrä, betonin taivutusvetolujuus ja alustan kantavuus. Suomen oloissa ovat mitoituksessa merkittäviä myös lämpötilajännitykset. Paksuuteen vaikuttavat myös monet muut tekijät, kuten saumaterästen käyttö, betonipientareen käyttö, päällystelaatan leveys tai arvio päällysteen kulumisesta.

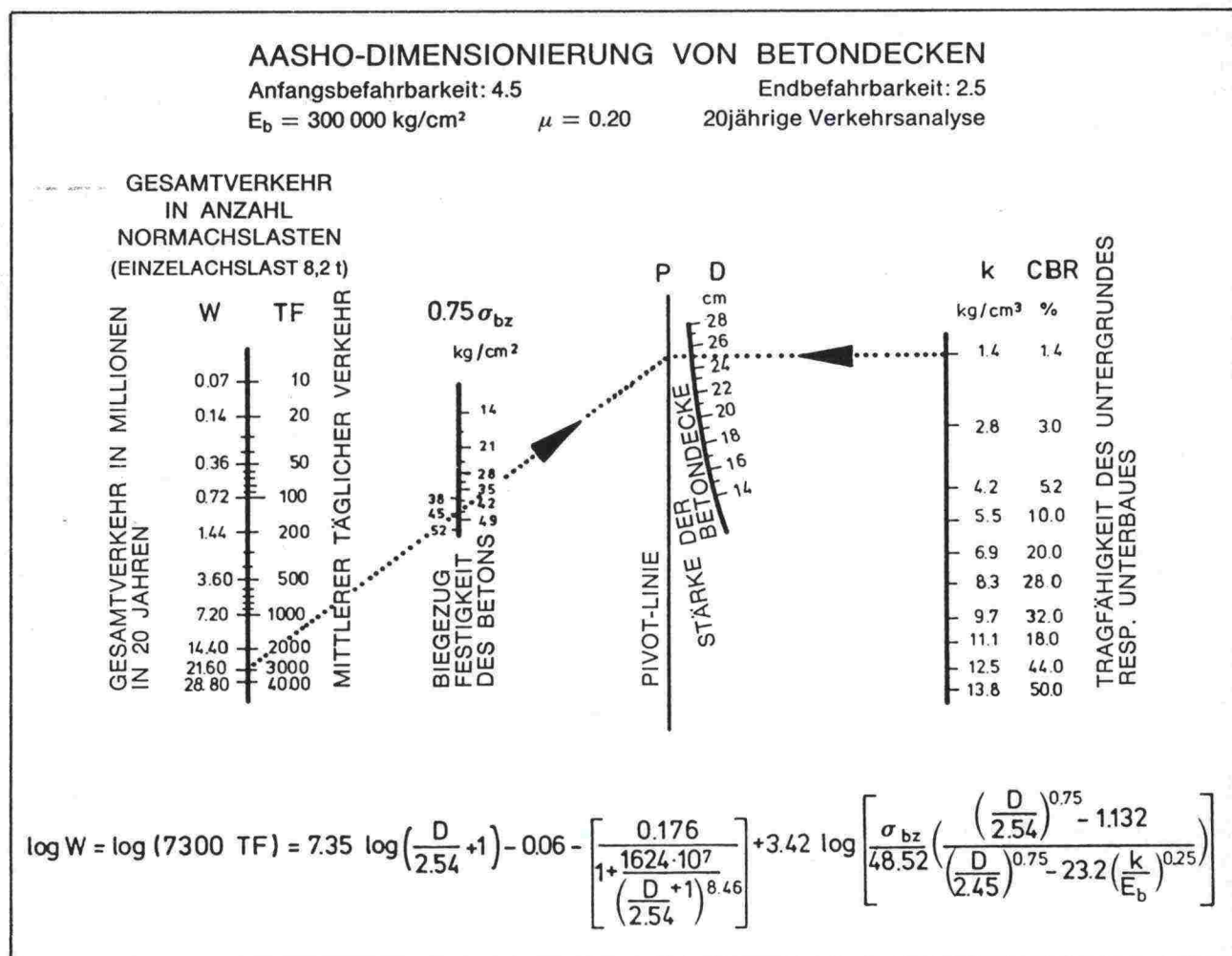


KUVA B1-2. Betonipäällysteen mitoitus; laatan paksuus betonipäällysteiden suunnitteluohjeen /24/ mukaan

Vuosikymmenten kuluessa on kehitetty ja otettu käyttöön lukuisia laskentamenetelmiä betonipäällysteiden mitoittamiseksi näiden muuttujien avulla. Näistä ensimmäinen ja tunnetuin on H M Westergaardin v. 1926 julkaisema menetelmä, joka on kehiteltyä edelleen käytössä. Toinen laajasti käytetty menetelmä on Yhdysvalloissa kehitetty AASHO:n mitoitusmenetelmä, jonka pohjana ovat tiekokeista saadut kokemuseräiset havainnot ja mittaukset. Suomessa käytetään muunnettua Westergaardin menetelmää, jota on selostettu mm. betonipäällysteiden suunnitteluohje-luonnoksessa (Suomen Betoniyhdistys 1987,/24/). Kuvassa B1-2 esitetään näiden ohjeiden mitoitusdiagrammi

laatan paksuudelle. Muun ohella diagrammi osoittaa sen, että alustan kantavuuden lisäyksellä on vain vähäinen merkitys laatan paksuuteen. Sen sijaan betonin taivutusvetolujuus on tärkeä muuttuja paksuusmitoituksessa.

Kuvassa B1- 3 esitetään AASHO:n mitoitusmenetelmän mitoitusdiagrammi ja laskentakaava. Myös tätä menetelmää on kehitetty edelleen, ja monilla Yhdysvaltain osavaltioilla ja monilla mailla onkin käytössä omat muunnelmansa AASHO-menetelmästä.



KUVA B1-3. Betonipäällysteen paksuusmitoitus AASHO:n menetelmällä /34/

B 142 Betonille asetettavat vaatimukset

Perinteisesti on päällystebetoni tehty hiekasta, soramurskeesta (maks. raekoko 40-60 mm) ja Portland-sementistä suhteittamalla ne ilman lisäaineita K25 - K30 -lujuusluokan betoniksi. Raudoituksen käyttö ja työmenetelmä (sivumuotit, tärysillat) on toisaalta sallinut ja toisaalta vaatinut korkeaa vesisementtisuhdetta.

Betoniteknologian kehittyminen ja betonin lisäaineitten käyttöönotto on ollut ratkaiseva tekijä betonipäällysteen viimeaikaisessa kehitymisessä. Lisähuokostimien käyttö on ratkaissut suolapakkaskestävyyden vaatimukset. Notkistimien ja nesteyttimien käyttö teki mahdolliseksi tehokkaan ja taloudellisen liukuvalumenetelmän käyttöönoton. Entistä kiviainesrikkaampien ja 'kuivempien' massojen käsittely on tullut mahdolliseksi lisäaineita käyttäen, mikä on parantanut betonin taivutusvetolujuutta.

Sideaineena on puhdas Portland-sementti edelleen yleisintä, mutta lentotuhkan ja masuunikuonajauheen myönteiset vaikutukset lujuuskehitykseen ja käsiteltävyyteen on todettu tutkimuksissa ja niiden käyttö sementin kanssa yhdessä on yleistymässä. Suomalaisessa tiebetonissa käytetään sementtiä ja masuunikuonajauhetta suunnilleen tasasuhteessa.

Suhtautuminen lentotuhkan ja kuonien käyttöön tiebetonissa on edelleen kaksijakoista, toiset suosivat, toiset kieltävät. Suomessa lentotuhkan käyttö kielletään. Epäilyt kohdistuvat suola-pakkaskestävyyteen pitkällä aikavälillä.

Kiviainesten osalta on kehitystä tapahtunut sikäli, että karkean kiviaineksen lujuuteen ja kulutuskestävyyteen kiinnitetään entistä enemmän huomiota. Kalliomurskeen käyttö karkeana kiviaineksena on yleistymässä, mikä parantaa kuormansiirtokykyä saumoissa. Suuri maksimirakoko on edelleen tyyppillistä, mutta sen merkitys on ilmeisesti vähenevä, kun betonin lujuusluokkaa edelleen nostetaan.

Mahdollisimman hyvä taivutusvetolujuus on kohdan B 141 mukaan tiebetonin oleellisin tunnusluku. Yleensä katsotaan, että puristuslujuus ja taivutusvetolujuus ovat suorassa suhteessa keskenään. Tiebetoneilla tämä suhde on tavallista parempi - taivutusvetolujuus jopa 15 % puristuslujuudesta - koska tiebetoni on kiviainesrikas massa ja sen vesisementtisuhde on pieni. Taivutusvetolujuuden vaatimuksena on Suomessa $> 5 \text{ MN/m}^2$, mikä tavoite on suhteellisen helposti saavutettavissa.

Puristuslujuusvaatimuksena on Suomessa käytetty K50...K60-lujuustasoa (91 vrk, lujuus), mitä tultaneen edelleen nostamaan n. K70-tasolle.

Suomessa betonin kulutuskestävyysvaatimus asettaa erityisiä vaatimuksia tiebetonille. Näitä vaatimuksia ja nykyaikaisen tiebetonin suhteitusta muutenkin on käsitelty yksityiskohtaisemmin kohdassa B 331. Kuvassa B1-4 esitetään kaikki uusimalta suomalaiselta betonipäällysteeltä vaadittavat ominaisuudet.

- SIDEAINE :** Normaalisti kovettuva Portland-sementti P40/28, (ei lentotuhkaa) ja tuore, jauhettu granuloitu masuunikuona (hienousaste n. 350 m²/kg). Seos-suhde määritetään ennakkokokeilla.
- RUNKOAINE :** Pakkasenkestävä, luja, tiivis kiviaines, joka täyttää kiviaineksen luokitusohjeen I-luokan ja päällystetöiden työselityksen A-luokan vaatimukset (muotoarvo II-luokan vaatimus). Ominaisuudet tutkittava ennakkokokein.
- LISÄAINEET:** Huokostimen ja notkistimen yhteensopivuus osoitettava ennakkokokeilla, jotka tehdään työssä käytettävillä aineosilla.
- BETONI :**
- taivutusvetolujuus 7,0 MN/m²
 - puristuslujuus 55 MN/m²
 - tilavuuden muutos suola-pakkaskokeessa ≤ 3 % 50 jäädytys-sulatuskierroksen jälkeen.
 - hyvä kulutuskestävyys
 - ilmapitoisuus 2-4 %
 - vesisideainesuhde 0,37-0,42
 - sideainemäärä < 350 kg/m³
 - runkoaineen maksimiraekoko 32 mm
 - runkoaineen läpäisy-% 8 mm:n seulalla n. 35 %
 - runkoaineella epäjatkuva rakeisuus (ei 4-8 mm rakeita)
 - karkeasta kiviaineksestä (> 8 mm) vähintään 50 % murskattua
 - hienoaineen (< 0,25 mm) määrä ≤ 450 kg/m³

KUVA B1-4. vt4, vt8 Kempele-Kiviniemi, Oulu, Kempele (1990). Betonille asetettavat vaatimukset /29/

B 143 Alustalle asetettavat vaatimukset

Vanhastaan betonipäällystettä on pidetty melko riippumattomana alustan laadusta. Kantavuusmielessä betonipäällyste muodostaa koko tierakenteen eikä alustan laadulla tai kantavuudella ole paksuusmitoituksessa oleellista merkitystä. Sen sijaan päällysteen pitkäaikaiskestävyyden kannalta alustan laadulla on tärkeä merkitys, mitä seikkaa on viime vuosina alettu yhä enemmän painottaa suunnittelussa. Alustan merkitystä betonipäällysteelle korostavat ainakin seuraavat näkökohdat:

- Tasapaksuinen laatta ei tasea riittävästi pohjamaan kantavuuseroja: pitkällä tähtäyksellä kantavuuserot aiheuttavat laattaan halkeamia ja muodonmuutoksia, jollei niitä tasata alemmilla kerroksilla.

- Raudoittamattomissa betonipäällysteissä (varsinkin jos saumateräksiä ei käytetä) saumojen moitteeton toiminta edellyttää alustalta hyvää kestävyyttä.

- Alustan eroosio ja huono kuivatus ovat olleet pääsyytä vanhojen betonipäällysteiden palvelutason laskuun etenkin Yhdysvalloissa.

- Liukuvalumenetelmä edellyttää työalustalta hyvää tiiveyttä, kantavuutta ja tasaisuutta, muuten ei päällysteelle saada moitteetonta tasaisuutta.

Niinpä betonipäällysteen alustalle asetetaan nykyisin melko tiukat vaatimukset:

1) Riittävä kantavuus. Kantavuudelle asetetaan minimivaatimus. Suomessa ja Saksassa vaaditaan jakavan kerroksen kantavuutta $E_2 = 120 \dots 125 \text{ MN/m}^2$.

2) Hyvä eroosionkestävyys. Mitä suurempi raskaan liikenteen määrä ja mitä suurempi vuosisadanta, sitä varmempi on oltava alustan eroosionkestävyydestä.

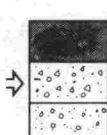
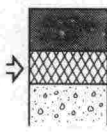
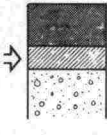
3) Hyvä kuivatus. Sade- ja sulamisvesien tulee ohjautua mahdollisimman nopeasti pois rakenteesta. Saumat ja alusta eivät saisi missään olosuhteissa olla vesikyllästeisiä.

4) Alustan tasalaatuisuus. Laatan reunojen ja saumojen tuennalle on tärkeää, että alusta on tasalaatuinen. Myös liukuvalukone edellyttää pinnalta tiiveyttä ja tasalaatuisuutta. Alusta ei saa myöskään imeä

eri tavoin eri kohdissa kosteutta tuoreesta päällysteestä. Suomessa vaaditaan alustaksi yhtenäinen jaka-va kerros tasalaatuisuuden vuoksi, vaikkei se kantavuuden kannalta olisi tarpeenkaan.

5) Pinnan tasaisuus. Liukuvalumene- telmässä alustan epätasaisuus heikentää lopullisen pinnan tasaisuutta. Erityisesti koneen pyörä- ja telaurien tasaisuus on tärkeätä.

Nämä vaatimukset voidaan täyttää monella eri tavalla. Rakennevaihtoehtoja on periaatteessa kolme: sitomaton, sementillä sidottu tai bitumilla sidottu alusta. Näiden vaihtoehtojen soveltuvuutta sekä hyviä ja huonoja puolia on käsitelty kuvassa B1-5. Yleisesti voidaan todeta, että alustan sitominen on yleistymässä ja että asfalttialustaa suositetaan silloin, kun pintalaatan työtarkkuusvaatimukset ovat korkeat.

Alustan laatu	Rakenne periaate	Etuja	Haittoja	Käyttökohteita	Erityisiä huomautuksia
A. SITOMATON ALUSTA		<ul style="list-style-type: none"> - halvin tapa - helppo muotoilla - luonnollinen kuivatus 	<ul style="list-style-type: none"> - eroosiovaara saumoissa ja reunoissa - muodonmuutosvaara rikkoon tunteen, vanhan päällysteen alla - liukuvalukone saat- taa 'kaivautua' - epätasainen kanta- vuus 	<ul style="list-style-type: none"> - aina alempiluokk. teillä ja pienillä liikenne- määrillä - jatk. raudoite- tuilla laatoilla ja 'junakoneilla' myös suurilla liik.määrillä 	<ul style="list-style-type: none"> - hyvä veden läpäi- sevyys tärkeää - karkea ja kantava materiaali tärk. - sitomaton alusta on riittävä laa- tan teor. mitoi- tuksen kannalta
B. SEMENTILLÄ SIDOTTU ALUSTA		<ul style="list-style-type: none"> - antaa hyvän työ- alustan koneille - parantaa saumojen toimintaa - varmistaa tasaisen kantavuuden - vähentää laatan jännityksiä, mikä voidaan huomioida mitoituksessa - tekee mahdollisek- si heikompien ki- viainesten ja uusio- materiaalien käytön - tasaa roudan vaiku- tusta 	<ul style="list-style-type: none"> - laatan halkeiluvaara - alustan ja laatan yhteistoiminta han- kala hallittava - eroosiovaara, jos sem.pit. alhainen - riittävä homogenei- suus ja tasaisuus vaikea saavuttaa alustalle ilman liukuvalua 	<ul style="list-style-type: none"> - yleensä aina, jos laatta il- man saumateräk- siä - yhä useammin liukuvalukohteissa pääteillä - yhä useammin kaikissa betoni- päällystekoh- teissa 	<ul style="list-style-type: none"> - laatan ja alus- tan yhteistoi- minnan vaikutus mitoitukseseen puhuttaa tutki- joita - laihabetonissa kiviaines pa- rempaa, sement- tiä enemmän, liukuvalu - kuivatus tärkeää
C. BITUMILLA SIDOTTU ALUSTA		<ul style="list-style-type: none"> - antaa parhaan työ- alustan koneille - tasaisuus ja homo- geenisuus helppo saavuttaa - työaikainen lii- kenne helpottuu - tukee hyvin laattaa 	<ul style="list-style-type: none"> - kallein rakenta- mistapa? - eroosiovaara bi- tumistabiloinnilla 	<ul style="list-style-type: none"> - vaiheittain ra- kennettaessa - vanhojen asf- teiden kunnosta- misessa - käyttö lisäänty- mässä myös uusilla teillä 	<ul style="list-style-type: none"> - yhteistoimintaa ei tunneta

KUVA B1-5. Betonipäällysteen alustan rakennevaihtoehdot

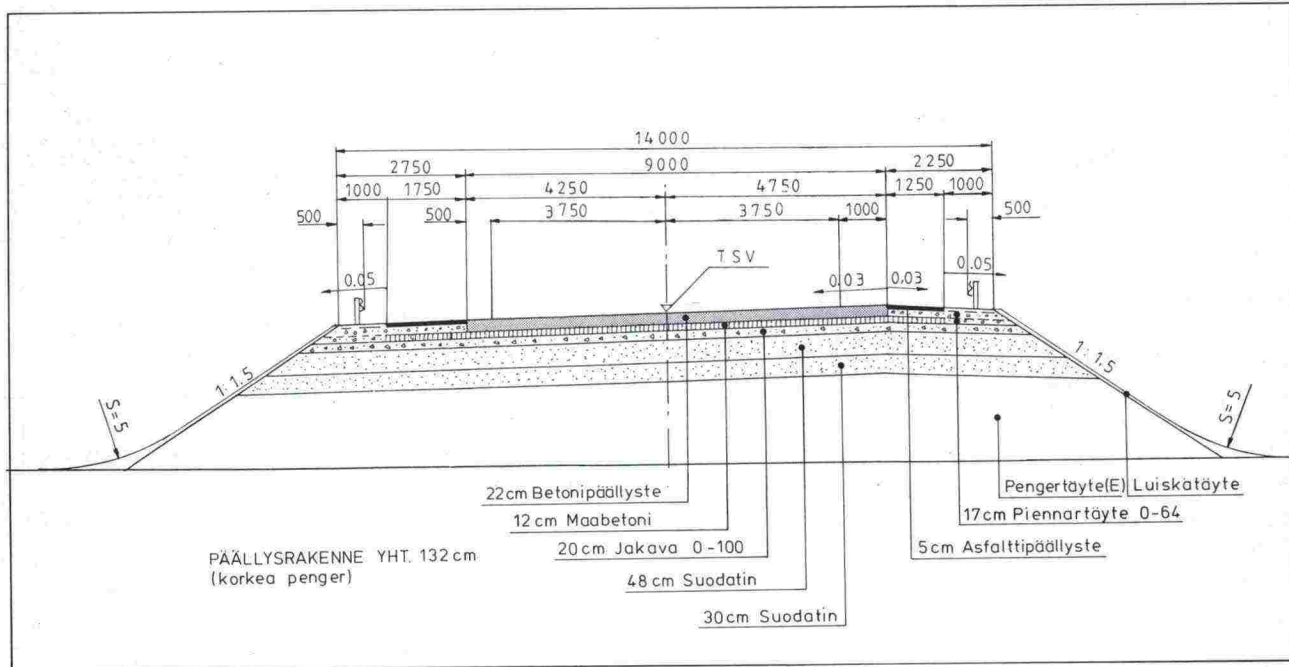
Keski-Euroopassa on alustan sitomisen liikennemäärärajoiksi määritelty /35/ (ankara ilmasto, saumateräksin varustettu päällyste):

Hitaan kaistan raskas liikenne autoa/vrk	Alustan laatu
0 - 750	sitomaton
750 - 2000	maabetoni
2000 - 5000	laihabetoni tai asfaltti

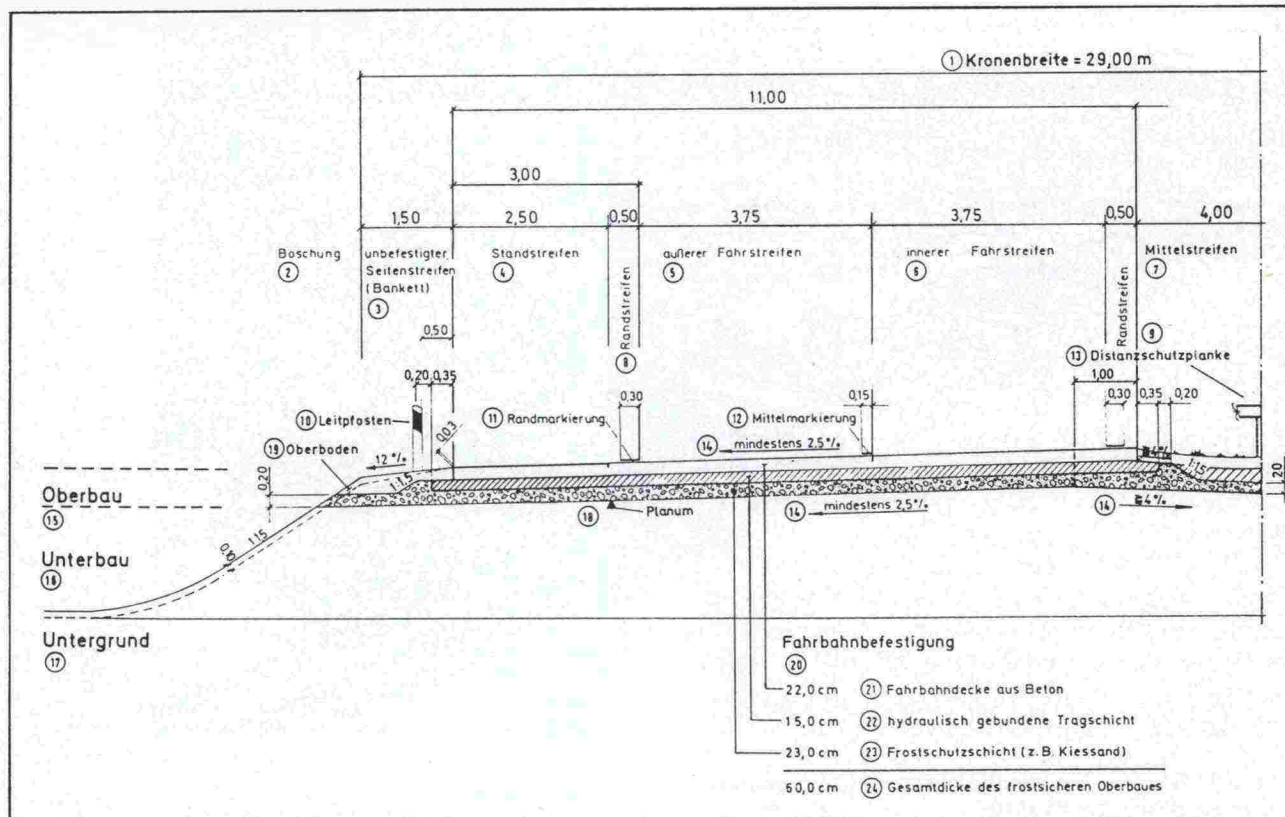
Tällaiset numeroarvot ovat vain suuntaa-antavia; alustan rakenne on ratkaistava tapauskohtaisesti. Yhdysvalloissa on kylmillä alueilla saatu maabetoni- ja asfalttialustasta myös huonoja kokemuksia. Siellä suositellaan alustaksi avointa sitomattomaa materiaalia, tehokasta kuivatusta reunasalaojilla ja reilua päällystepaksuutta.

B 144 Rakenne-esimerkkejä

Esimerkkeinä betonipäällysteen suunnittelusta esitetään tyyppipoikkileikkaukset uudesta suomalaisesta (kuva B1-6) ja tyypillisestä länsisaksalaisesta (kuva B1-7) betonitiestä. Merkittävimpiä eroja ovat pientareen betonipäällyste länsisaksalaisessa ja paksu routasuojaus suomalaisessa ratkaisussa.



KUVA B1-6. vt4, vt8 Kempele-Kiviniemi, tyyppipoikkileikkaus /29/



KUVA B1-7. Tyypillinen betonitien poikkileikkaus Länsi-Saksassa /4/

B 15 BETONIPÄÄLLYSTEEN RAKENTAMINEN

B 151 Rakentamiselle asetettavat vaatimukset

Betonipäällysteeltä odotetaan hyvää tasaisuutta ja pitkää kestoikää. Jäykän rakenteen luonteeseen kuuluu, että rakentamistyön onnistuminen on ratkaisevaa; myöhemmin on vaikeaa tai mahdotonta palauttaa epäonnistuneen työnsuorituksen aiheuttama palvelutason menetys.

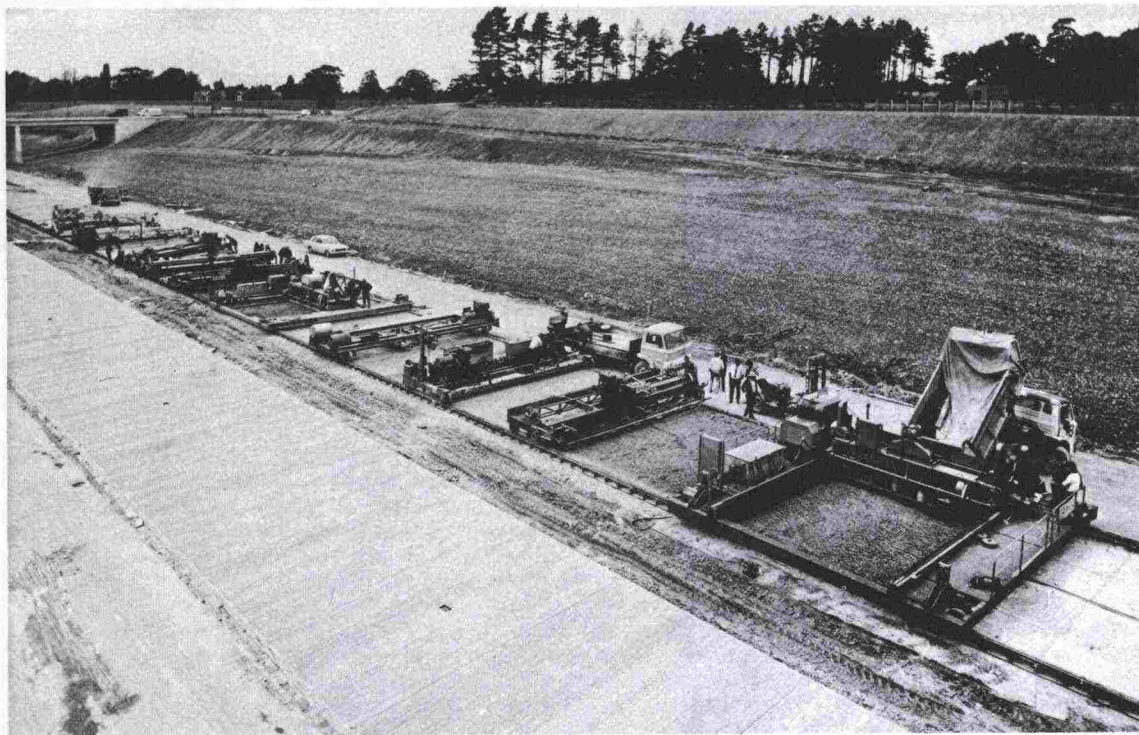
Vanhojen betonipäällysteiden tutkimuksista on käynyt ilmi, että valtaosa (60-70 %), päällysteiden vaurioista on lähtöisin työvirheistä. Tämä osoittaa, että betonipäällysteen rakentaminen on sekä vaativa että vaikea tehtävä. Onnistuminen edellyttääkin paitsi asianmukaisia koneita ja työvälineitä myös korkeaa ammattitaitoa työn suorituksessa. Koko rakentamisprosessi on yksityiskohtiaan myöten tähdittävä samaan tavoitteeseen - tasaisen ja kestävänn päällysteen aikaansaamiseen. /13, 14/

B 152 Rakentamismenetelmät

B 1521 Kiskokalustomenetelmä

Kiskokalustomenetelmän tunnuspiirteitä ovat sivumuotit ja kiskot, joiden päällä eri työvaiheitten koneet liikkuvat, kuva B1-8. Työssä käytetään useita, sinänsä yksinkertaisia koneita ja laitteita, jotka levittävät, tiivistävät ja viimeistelevät betonia, asentavat teräksiä, muodostavat saumoja ja jälkikäsittelevät pintaa. Menetelmä on betonipäällysteen rakentamisen perustyyppi, jollaiseksi se kehittyi Yhdysvalloissa jo 1920-luvulla. Kiskokalustomenetelmän etuina pidetään edelleen lopputuloksen hyvää laatutasoa ja sopivuutta erilaisten päällysteitten rakentamiseen. Raudoitettujen päällysteiden rakentamisen menetelmä on erityisen sopiva.

Sen varjopuolina pidetään työn monivaiheisuutta ja korkeata hintaa. Kiskokalustomenetelmä on käytössä edelleen useimmissa betonipäällysteitä rakentavissa maissa, vaikka liukuvalumenetelmä on 1970-luvun alusta lähtien saanut yhä enemmän jalansijaa.



KUVA B1-8. Kiskokalusto rakentamassa betonipäällystettä /14/

B 1522 Liukuvalumenetelmä

Liukuvalumenetelmässä päällyste levitetään omilla pyörillä tai teloilla liikkuvalla monitoimikoneella, kuva B1-9. Sivumuotteja ei käytetä. Vain pinnan jälkikäsitteilyä ja saumojen sahausta varten tarvitaan erilliset koneet tai laitteet. Menetelmä soveltuu parhaiten raudoitettamattomien päällysteiden rakentamiseen; saumaterästen asentaminen voidaan tehdä myös levityskoneen avulla. Menetelmän etuina pidetään hyvää kapasiteettia, joustavuutta käyttötilanteissa ja taloudellisuutta. Liukuvalumenetelmä on moderni ja suosittu menetelmä betonipäällysteen rakentamisessa. Sen eräänlaisena varjopuolena voidaan pitää suurempaa riskiä epätasaisuuksiin valupinnassa. Liukuvalumenetelmä vaatii erityisen suurta huolellisuutta rakentamisessa.

Seuraavassa käydään läpi lopputuloksen laatuun oleellisesti vaikuttavat työvaiheet liukuvalumenetelmässä.

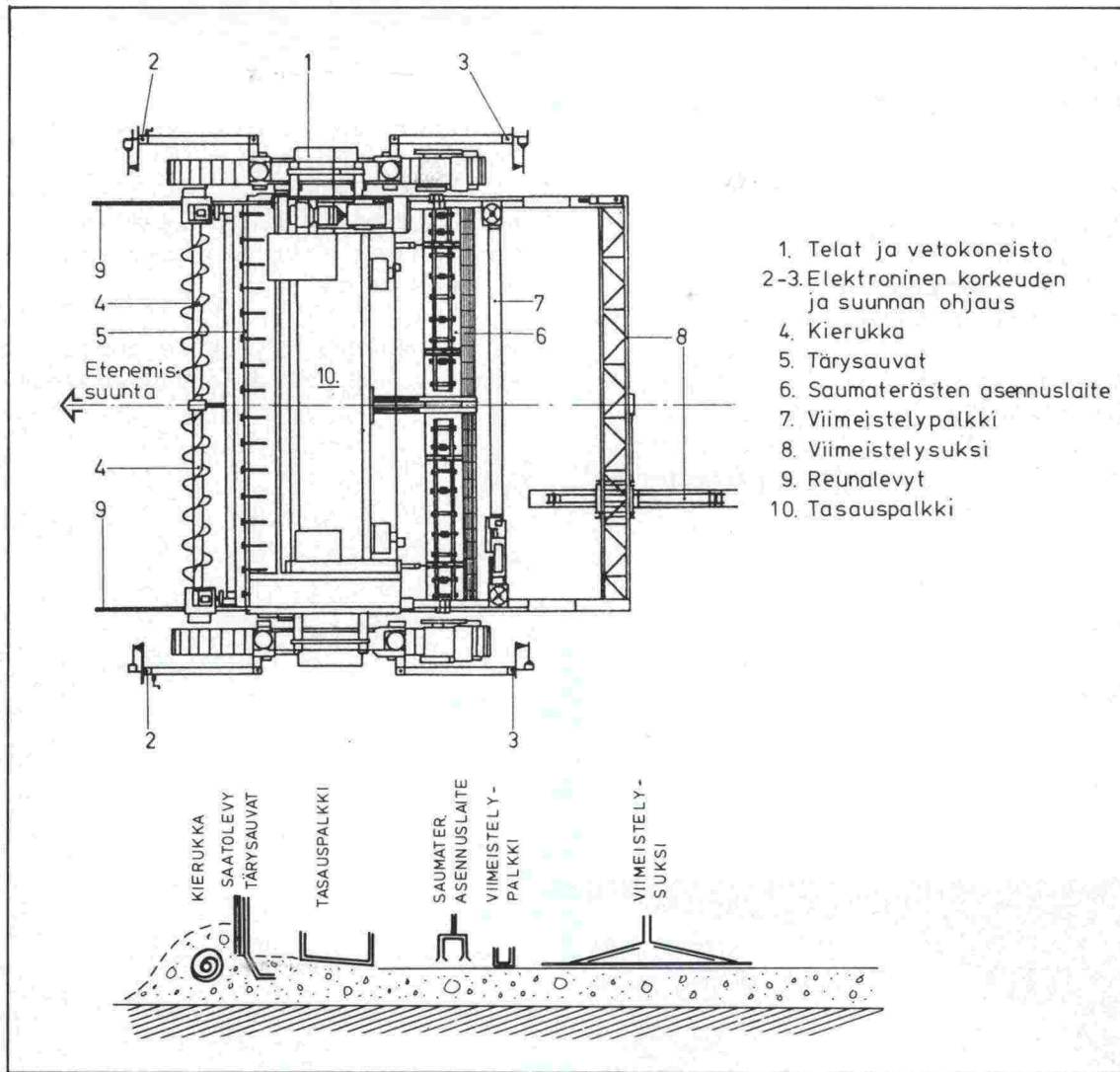
B 153 Tärkeimmät työvaiheet

B 1531 Massan valmistus ja kuljetus, kuva B1-10

Massan valmistus tulee suorittaa mahdollisimman lähellä työmaata, jotta valmiin massan kuljetusmatkat jäävät lyhyiksi ja massan kuivumiselta ja erottumiselta voidaan välttyä. Sekoitusaseman kapasiteetin tulee olla niin suuri, että levityskoneella on jatkuvasti massaa. Kahden kaistan levyisessä päällystystyössä tämä vaatii yleensä 120... 150 m³/h sekoituskapasiteetin.

Massan tasalaatuisuuden takia vain pakkosekoitteiset annossekoittimet ovat hyväksytyjä. Kun massan kuljetus suoritetaan avolava-autoilla, on kuorma suojattava kuivumiselta kuljetuksen ajaksi.

Massan laatua on seurattava levityspaikalla tehtävin työselitysten mukaisin kokein sekä silmämäärin. Kelvoton massaerä on poistettava mikäli mahdollista ennen levitystä.



KUVA B1-9. Liukuvalukoneen rakenne
/7/



KUVA B1-10. Työvaiheet: massan valmistus ja kuljetus

B 1532 Massan levitys, kuva B1-11

Levityskoneen tulee edetä hitaasti (1-2 m/min) mutta jatkuvasti ilman pysähdyksiä. Massaa tulee olla aina koneen edessä. Massan jakautuminen tasaisesti koko koneen leveydelle varmistetaan paitsi kierukkaruuvilla, myös kierukan edessä liikkuvalla tasoiittajalla (kuvassa B1-11 edessä keskellä). Palkin korkeusasemaa ja koneen suuntaa säätelee automatiikka koneen molemmille puolille sijoitettavien mittalankojen ja tuntoelinten avulla, kuva B1-12. Tuntoelimenä voi olla myös lasersäde, jolloin mittalankoja ei tarvita.

Massan levitys voidaan tehdä myös kahtena kerroksena kahdella peräkäisellä koneella. Korkeampien levityskustannusten vastapainona tällöin saavutetaan mm. seuraavia etuja.

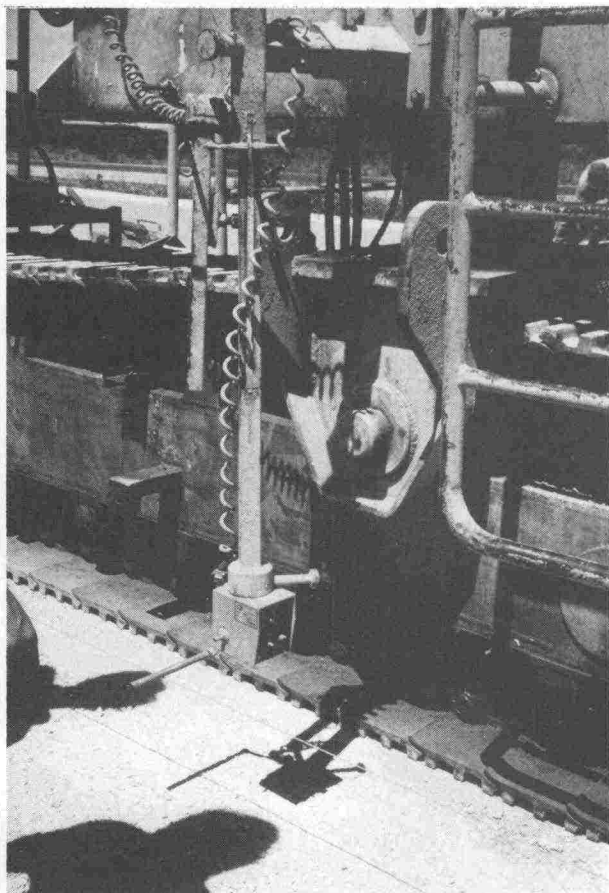
- pohjamassa voidaan levittää halvemmin esim. asfaltin levittimellä
- pintakerrokseen voidaan valita lujempi kiviaines
- tarvittavat saumateräket ja mm. rauditus voidaan asentaa alusmassan päälle
- tasaisuusvaatimus on helpompi saavuttaa ohuemalla pintamassalla



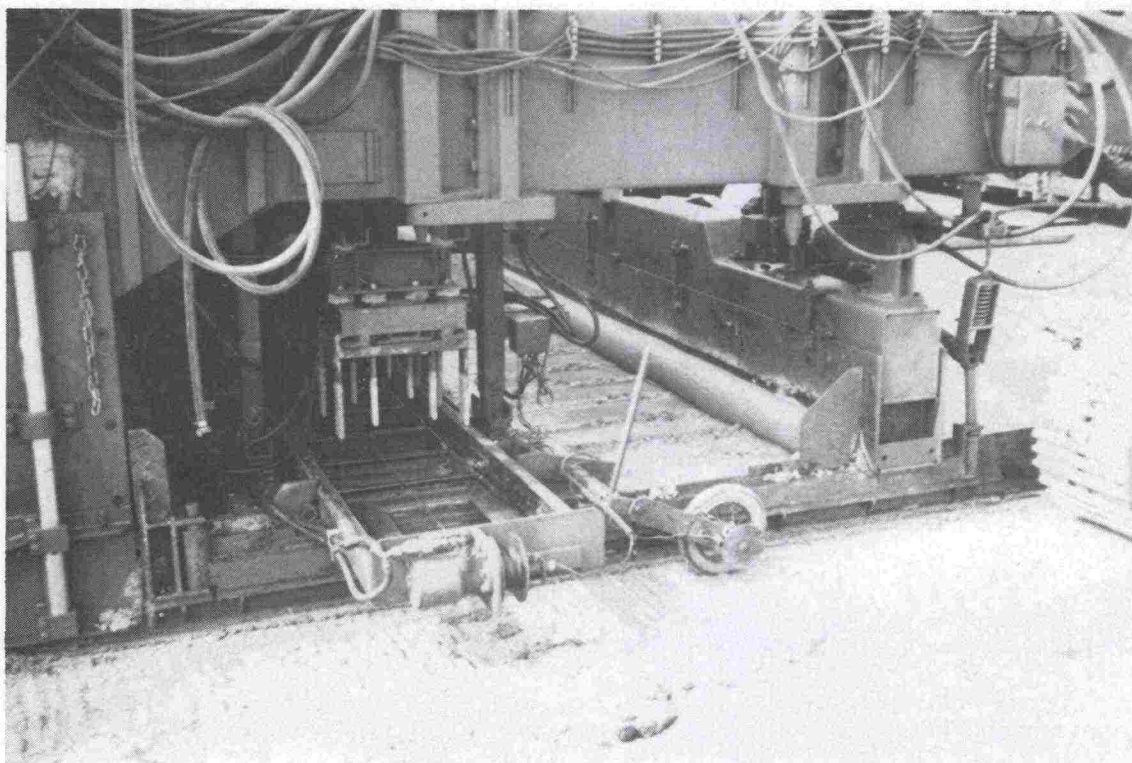
KUVA B1-11. Työvaiheet: massan levitys (2-kerrospäällyste)

B 1533 Saumaterästen asennus

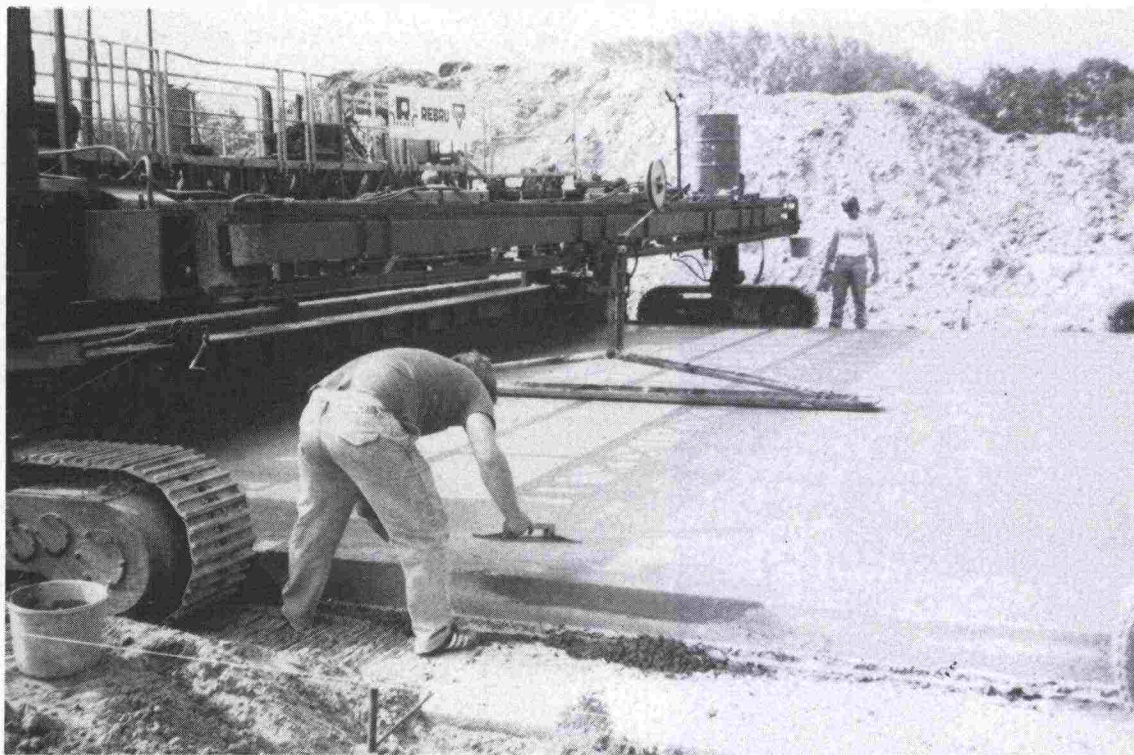
Raudoittamattoman päällysteen saumateräkset voidaan asentaa etukäteen oikeille paikoilleen asennuspukkeja käyttäen. Pukkien on oltava lujasti kiinni maassa, jottei saumaterästen suunta tai paikka muutu valun yhteydessä. Koska siirtymisriski on kuitenkin olemassa, on yhä yleisemmin otettu käyttöön menetelmä, jossa liukuvalukoneeseen liittyvä laite asentaa saumateräkset automaattisesti (kuva B1-13) tuoreeseen massa. Levityskoneen viimeistelypalkki tiivistää ja tasoittaa pinnan myös saumaterästen kohdalta. Automaattinen saumaterästen asennus on hyvin yleistä, vaikka esim. Englanti tois-
taiseksi kieltää sen, koska epäilee asennustarkkuutta ja betonimassan tiiviyyttä ja pakkaskestävyyttä saumaterästen kohdalla.



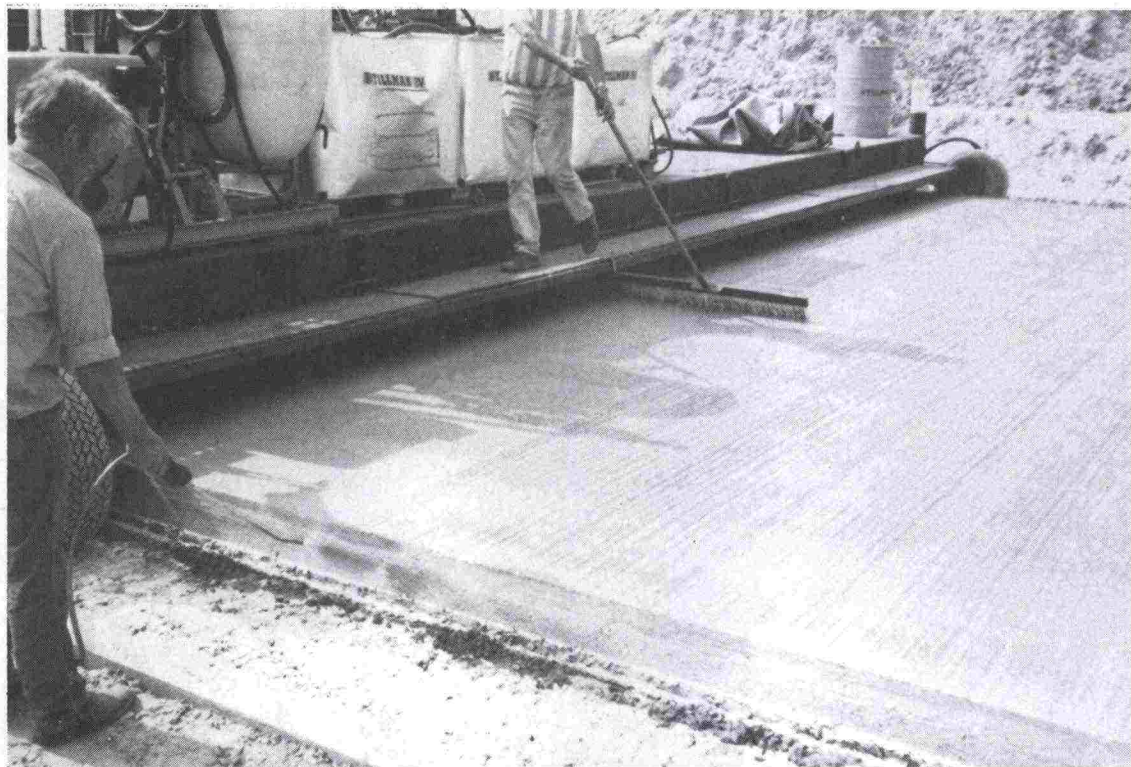
KUVA B1-12. Työvaiheet: korkeusaseman säätö lankaohjauksella



KUVA B1-13. Työvaiheet: saumaterästen asentaminen automaattisella asennuslaitteella



KUVA B1-14. Työvaiheet: tasaisuuden viimeistely 'suksella'



KUVA B1-15. Työvaiheet: pinnan karkeuttaminen teräsharjalla

B 1534 Tasaisuuden viimeistely

Levityskoneen jäljiltä päällysteen pinnassa voi olla koneen tärinästä johtuvaa vähäistä, mutta ajomukavuudelle haitallista epätasaisuutta. Tämä epätasaisuus poistetaan 3-4 m pitkällä suksella (kuva B1-14), joka pituussuuntaisella liikkeellään viimeistelee tasaisuuden. Käytössä on myös vinoja, yli laatan ulottuvia viimeistelypalkkeja.

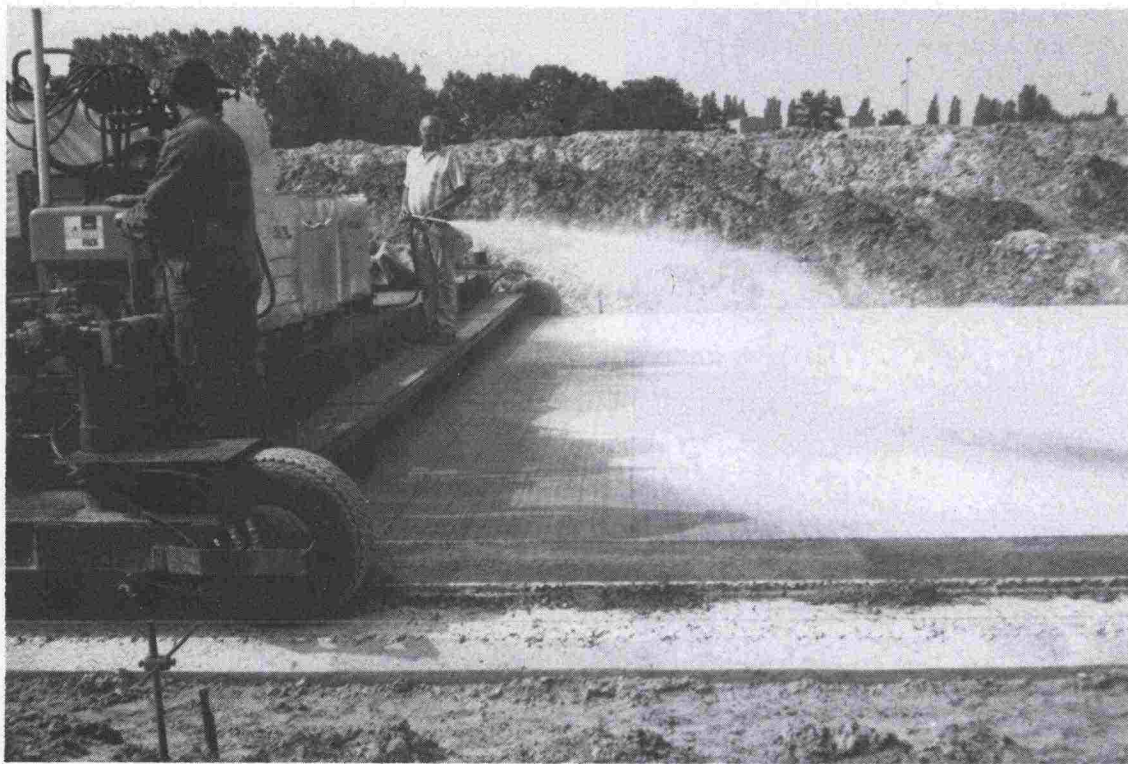
B 1535 Pinnan karkeutus

Viipymättä levitystyön jälkeen pinta karkeutetaan kitkaominaisuuksien parantamiseksi. Yleisin työtapo on poikittainen harjaus teräsharjalla (kuva B1-15). Käytössä on myös useita muita karkeutustapoja, kuten rihlaus (poikkisuuntaisten urien painaminen telalla), pituussuuntainen teräsharjaus ja sirotepintaukset. Suomen oloihin sopiva tapa voisi olla kivipinnan paljastaminen poistamalla päällysteen pinnassa

oleva sementtilaasti. Tämä toimenpide suoritetaan levittämällä tuoreelle päällysteelle sokeriliuosta tai muuta hidastinta, joka estää sementin kovettumisen. Sementtilaasti voidaan harjata pois seuraavana päivänä ja suorittaa sitten tavanomaisen jälkikäsittely. Menetelmää on käytetty useissa maissa; meille se sopisi erityisen hyvin nastarengasliikenteen takia.

B 1536 Pinnan jälkikäsittely

Veden haihtuminen päällystemassasta on estettävä. Se voi tapahtua kas-
telemalla, tai käyttämällä muovikel-
muja. Tiepäällysteissä käytetään yleisesti erityisiä jälkikäsittely-
aineita, jotka ruiskutetaan pinnalle heti karkeutuksen jälkeen (kuva B1-16).



KUVA B1-16. Työvaiheet: jälkihoitoaineen ruiskuttaminen

B 1537 Saumojen sahaus ja täyttö

Laatan valun yhteydessä tehdään laatan reunaan merkintä saumaterästen paikoista. Poikkisaumat sahataan tarkalleen saumaterästen keskikohdalle heti, kun kovettuva päällyste kestää murenematta sahauksen. Oikea sahaushetki on 5-15 tuntia valun jälkeen riippuen mm. säätilasta, massan laadusta ja päällysteen paksuudesta. Sahauslaitteen tulee olla riittävän tehokas (kuva B1-17), niin että sahaus ei jää jälkeen levitystyön etenemisestä. Jos sahaus myöhästyy, päällysteen kutistumishalkeilu alkaa tapahtua 'villisti' muualla kuin saumojen kohdalla eivätkä saumat tule koskaan toimimaan tarkoitettulla tavalla.

Saumaura voidaan avartaa vasta myöhemmin toisella sahauksella (ks. kuva B1-1), saumanauha asennetaan saumarakoon (kuva B1-18) ja sauma täytetään kuumalla bitumilla (kuva B1-19). Silikonia tai muita kaksikomponenttisiä saumamassoja käytettäessä voidaan odottaa pitempiaikaista sauman vesitiiviyyttä, mutta hinta on huomattavasti korkeampi kun kuumabitumimassoilla.

B 154 Yleisimmät työvirheet ja niiden seuraukset

Kuvaan B1-20 on yhteenvedonomaaisesti koottu luettelo tavanomaisista työvirheistä ja niiden seurauksista betonipäällysteen rakentamisessa. Työvirheillä on niin kohtalokas merkitys päällysteen tasaisuudelle ja kestävyydelle, että niiden välttämiseksi on tehtävä kaikki mahdollinen. Avainasemassa on työn ja koneet tunteva, ammattitaitoinen työryhmä sekä ajan tasalla oleva työjohto.



KUVA B1-17. työvaiheet: poikkisaumojen sahaus



KUVA B1-18. Työvaiheet: saumanauhan asentaminen



KUVA B1-19. Työvaiheet: sauman täyttö saumamassalla

Työvirhe	Seuraus päällysteessä
<ul style="list-style-type: none"> - massa liian kuivaa - massa liian märkää - liian pieni sekoitusteho 	harvoja kohtia, paikkaus- tarvetta reunat sortuvat, levityskone pysähtelee, epähomogeenisuutta, epätai- suutta epätasaisuutta
<ul style="list-style-type: none"> - alusta epätasainen tai pehmeä - saumateräkset asennettu epätarkasti - pituussuuntainen tasoittaja ('suksi') puuttuu - huono harjaus 	halkeamia, lohkeamia saumojen kohdalla koko päällysteessä 'nypyt- tävää' epätasaisuutta
<ul style="list-style-type: none"> - liian vähän jälki- hoitoainetta 	liukas märällä kelillä uu- tena hiushalkeilua pinnassa, betonin lujuus ja suola- pakkaskestävyys jää heikok- si
<ul style="list-style-type: none"> - sahaus myöhästyy 	villiä halkeilua, saumat eivät toimi
<ul style="list-style-type: none"> - pölyä tai likaa saumaraossa 	saumamassa ei tartu kiinni seinämiin, sauma ei ole vesitiivis

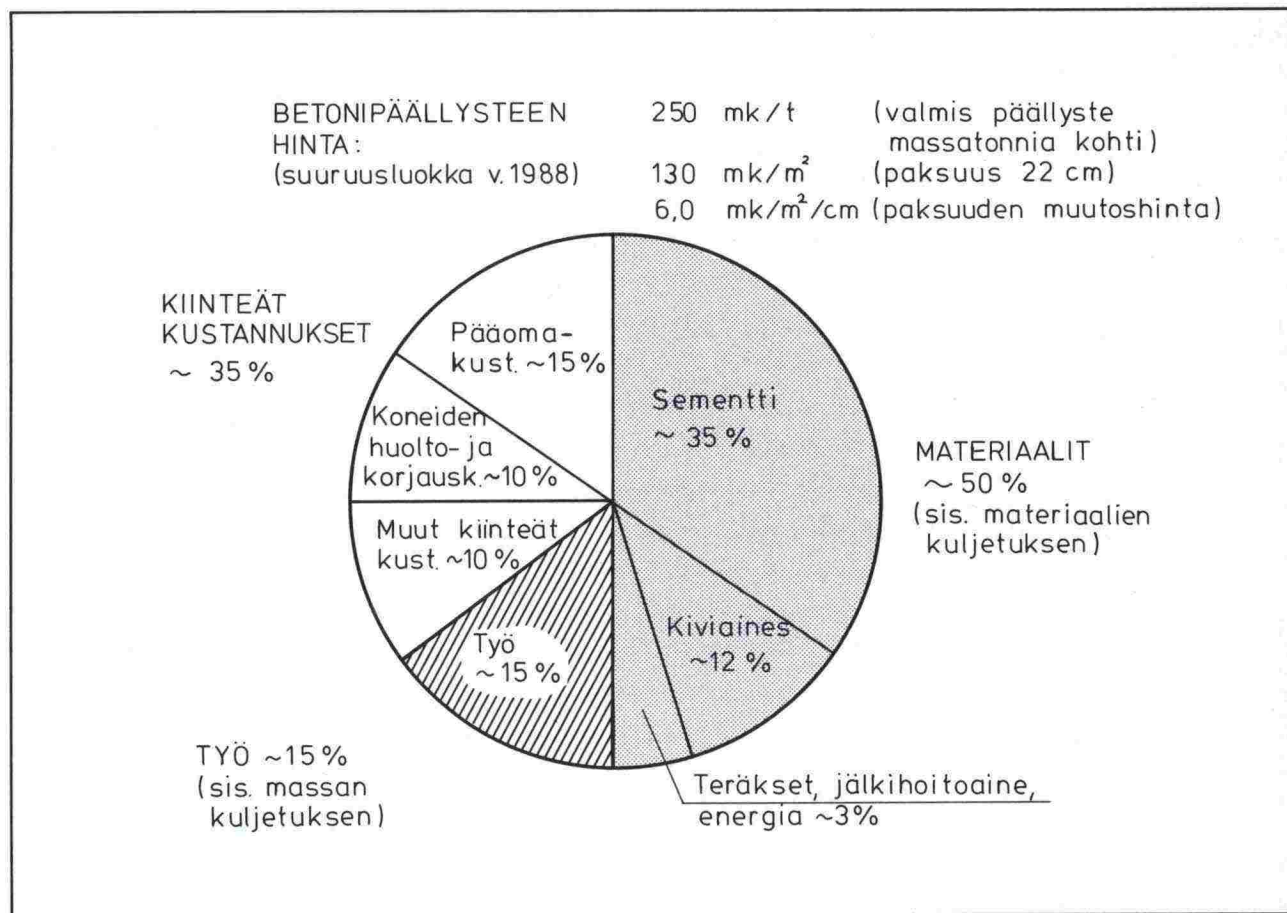
KUVA B1-20. Betonipäällysteen rakentamisen yleisimmät työvirheet ja niiden seuraukset

B 16 BETONIPÄÄLLYSTEEN KUSTAN-
NUKSET JA KILPAILUKYKY

B 161 Rakentamiskustannukset

Suomessa on betonipäällysteitä tehty niin vähän, ettei käypää markkinahintaa ole muodostunut. Kuvassa B1-21 on esitetty eri julkaisujen pohjalta karkea hinta-arvio ja kustannusrakenne raudoittamattomalle betonipäällysteelle /21,23/. Asfalttipäällysteen kustannusrakenne on samantapainen. Sideaineen osuus on molemmissa noin kolmanneksen luokkaa. Betoni- ja asfalttipäällysteen tonninhinta - ja siten myös yhtä paksujen päällysteiden neliöhinta - on Suomessa melko tarkalleen yhtä suuri; ulkomailla asfaltin tonninhinnan lasketaan olevan jopa jonkin verran korkeampi nykyisillä sideaineitten hintasuhteilla.

Päällysteen neliömetrihinta määräytyy luonnollisesti paksuuden mukaan ja siihen vaikuttavat lisäksi monet hankekohtaiset ja paikalliset tekijät. Betoni- ja asfalttipäällysteen neliöhintojen vertailu on perusteltua vain siten, että verrataan toisiaan vastaavien rakenteiden kustannuksia. Suomessa niin kuin monissa muissakin maissa asfalttirakenteet on toteutettu vaiheittain, jolloin betonipäällysteet leimautuvat kalliiksi selvästi suuremman alkuinvestoinnin vuoksi. Samoja massamääriä tai toisiaan vastaavia rakenteita (lopputilannetta) verrattaessa kustannuserot ovat pieniä. Tästä esimerkkinä ovat kuvaan B1-22 kerätyt tarjoushinnat vuodelta 1985 Coloradosta Yhdysvalloista /17/, missä betoni- ja asfalttipäällysteiden kilpailu on puhtaimmillaan. Kuvan vertailussa mukana olevat päällysteet ovat raudoittamattomia laattoja ilman saumateräksiä ja vinoin saumoin.



KUVA B1-21. Betonipäällysteen hinta ja kustannusrakenne Suomessa /22, 23, 29/

RAKENTEELLINEN VASTAAVUUS:

$$SN = \sum c_i \times d_i$$

SN = (structural number)
vertailtavan rakenteen
vastaavuusluku

d_i = kerrospaksuudet (")

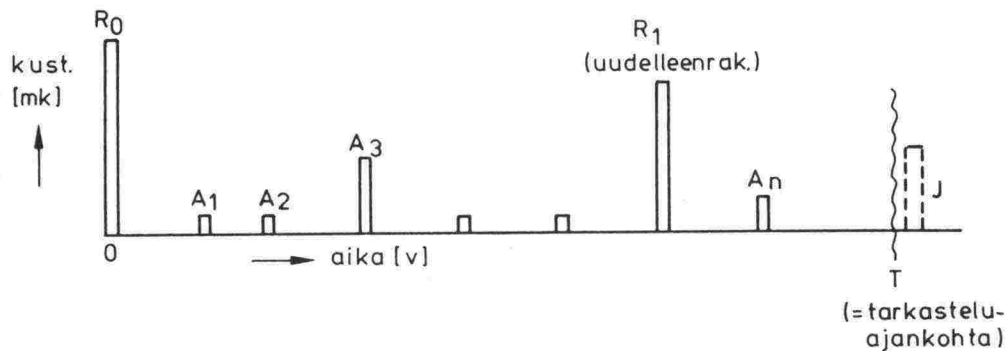
c_i = kerrosten rakenteelliset
vastaavuuskertoimet

c = 0,40 asfaltille
= 0,30 bitumisoralle
= 0,12 murskesoralle
= 0,50 betonille

RAKENTEITA JA VERTAILUHINTOJA:

HANKE no	Tarjotut rakennevaihtoehdot	Vastaavuus- luvut	Tarjous- hintoja	Päätös
A. (56000 m ²)	a) 7½" betoni b) 8" asfaltti c) 5" asfaltti + 10" murskesora	3,75 3,20 3,20	US\$/sy (mk/m ²) 13,17 (68,52) 12,68 (66,00)	Betoni valittiin; kok.kust. halvin
B. (7600 m ²)	a) 7" betoni b) 8½" asfaltti c) 4" asfaltti + 12" murskesora	3,50 3,40 3,04	17,00 (88,45) 13,95 (72,60) 11,25 (58,55)	Asfaltti (c) valittiin; betoni olisi tullut 18 % kalliimmaksi
C. (36400 m ²)	a) 7" betoni b) 8" asfaltti C) 4" asfaltti + 11½" murskesora	3,50 3,20 2,98	12,55 (65,30) 13,20 (68,70) 12,75 (66,35)	Betoni valittiin; on 4 % halvempi kuin seuraava
D. (11200 m ²)	a) 6½" betoni b) 8" asfaltti c) 4" asfaltti + 8" murskesora	3,25 3,20 2,56	15,83 (82,40) 14,72 (76,60) 12,16 (63,30)	Betoni valittiin; vaikka oli 12 % kalliimpi

KUVA B1-22. Päällysteurakoiden
vertailuperusteita ja vertailu-
hintoja Coloradossa v. 1985 /17/



- arvioidaan rakentamiskustannukset R_0
- arvioidaan kunnossapito, kunnostus- ja uudelleenrakentamisajankohdat ja toimenpiteiden kustannukset $A_1 - A_n, R_1$
- arvioidaan tutkittavan rakenteen jäännösarvo (J) tarkasteluajankohtana T
- lasketaan kaikkien toimenpiteitten nykyarvot kaavalla $A' = a \times A, [a = (1 + \frac{p}{100})^{-t}]$

p = korko%

t = toimenpiteen toteuttamisvuosi

- lasketaan kustannusten nykyarvo

$$K = R_0 + \sum_{i=1}^n A'_i + R'_1 - J'$$

- lasketaan KESKIMÄÄRÄINEN VUOSIKUSTANNUS

$$V = b \times K \quad b = \text{annuiteettikerroin} \\ = \frac{p/100}{1 - (1 + p/100)^{-T}}$$

- suoritetaan laskelma useammalla päällysrakenteen ylläpitostrategialla ja valitaan vuosikustannuksiltaan halvin vaihtoehto.

HUOMAUTUKSIA:

- tarkasteluajankohta T tulisi valita niin, että kaikkien vaihtoehtojen uudelleenrakentaminen saadaan mukaan; kun betonipäällyste on mukana T valitaan yleensä 20...40 v. väliltä
- jäännösarvoa on päällysteen arvo jäljellä olevan käyttöiän perusteella sekä sen arvo uudelleenrakentamisessa (murskeena, alustana)
- toimenpiteiden aiheuttamat liikennehankaluudet voidaan ottaa huomioon lisäämällä ajoneuvo- ja aikakustannuksia toimenpiteen kust.arvioon. Näin tehdään yleensä vain suurilla liik.määrillä ($KVL > 40000$)
- korkotasona tulisi olla julkisissa investoinneissa yleisesti käytetty taso. Myös muita korkoprosentteja näkee käytettävän. Suurempi korkotaso suosii vaihteittain rakentamista
- inflaatiota ei oteta huomioon
- kertoimien a ja b arvot löytyvät valmiiksi taulukoituina.

KUVA B1-23. Investointilaskelman suorittaminen

Tabel 1. MUVARDE AV FRAMTIDA UNDERHÅLLSKOSTNADER

Kalkylperiod 30 år
Kalkylränta 5 %
Inflation 0 %

Åtgärd	År	Kostnad kr/m ²	Muvärdes-koefficient	Nuvärde
Asfalt HARD				
Justering 10 kg/m ²	5	5	0.7835	3.92
Justering 10 kg/m ² + 60 HAB12T + 90 HABD	8	55	0.6768	37.22
Justering 10 kg/m ²	14	5	0.5051	2.53
Justering 60 kg/m ² + 90 HABD	16	50	0.4581	22.91
Justering 20 kg/m ²	22	10	0.3418	3.42
Justering 60 kg/m ² + 90 HABD	25	50	0.2953	14.77

Summa nuvärde kr 84.77
Årskostnad kr/m² 5.40

Asfalt HAR

Justering 10 kg/m ²	6	5	0.7462	3.73
Justering 20 kg/m ² + 90 HAB	8	39	0.6768	26.40
Justering 10 kg/m ²	14	5	0.5051	2.78
Justering 30 kg/m ² + 90 HAB16T	16	44	0.4581	20.16
Justering 20 kg/m ²	22	10	0.3418	3.42
Justering 30 kg/m ² + 90 HAB16T	25	44	0.2953	12.99

Summa nuvärde kr 69.48
Årskostnad kr/m² 4.43

Betong

Fogåtgärder	7	1	0.7107	0.71
Plattjustering + fogåtgärder	14	1	0.5051	0.51
Planfräsning + fogåtgärder	20	32	0.3769	12.06

Summa nuvärde kr 13.28
Årskostnad kr/m² 0.85

Underhållskostnad enligt 5 Årsplan drift 2 4/100 och År

Tabel 2. ANLÄGGNINGS- OCH UNDERHÅLLSKOSTNADER FÖR ALTERNATIVA ÖVERBYGGNADSTYPER TILL E18 ENKÖPING - BÅLSTA

Lager	KR/m ²	Lager ingående i resp. överbyggnadstyp							
		1 a	1 b	2 a	2 b	3	4	5	6 7
HABD 70 kg	24								x
" 90 kg	30	x		x				x	x
HAB 60 kg	20	x	x						
" 80 kg	26							x	x
" 90 kg	29								
" 100 kg	32		x		x				
Betong 20 cm	100					x	x		
AG 110 kg	31	x	x	x	x				x
Bitumenbunden bergkross 10 cm	15	x	x	x					
" 11 cm	16				x				x
Slurry 0,5 cm	6			x					x
CG 15 cm	40					x			x
CM 15 cm	50						x	x	
fiberduk	5						x	x	
Justering 10 kg/m ²	5	x	x						
Anläggningskostnad kr/m ²	101	103	82	79	140	155	111	96	77
Nuvärde framtida underhållskostn kr/m ²	85	70	85	70	117	113	85	85	85
Total kostnad kr/m ²	186	173	167	149	153	168	196	181	162
Anläggningskostnad för objektet Mkr	37	38	30	29	48*	52*	41	35	28
Underhållskostnad för objektet Mkr	31	26	31	26	12	12	31	31	31
Total kostnad för objektet Mkr	68	64	61	55	60	64	72	66	59

*Inklusive kostnad för ökad schakt 1.6 Mkr och för extra grundförstärkning åtgärder 2.4 Mkr.

Trafikclass 5 Medelköldmängd 300-400 d°C

Alt 1a



HABD 4.5 cm
Justeringslager
HAB 12T 2.4 cm
AG 5.0 cm
BB 10.0 cm
Berg 58.0 cm

Alt 1b



HAB 4.5 cm
Justeringslager
HAB 12T 2.4 cm
AG 5.0 cm
BB 10.0 cm
Berg 58.0 cm

Alt 5



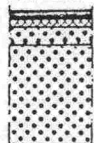
HABD 4.5 cm
AB 3.2 cm
CM 15.0 cm
Fiberduk
Berg 57.0 cm

Alt 6



HABD 4.5 cm
AB 3.2 cm
CG 15.0 cm
Berg 57.0 cm

Alt 2a



HABD 4.5 cm
Slurry 0.5 cm
AG 5.0 cm
BB 10.0 cm
Berg 60.0 cm

Alt 2b



HAB 4.5 cm
AG 5.0 cm
BB 10.5 cm
Berg 60.0 cm

Alt 7



HABD 3.5 cm
Slurry 0.5 cm
AG 5.0 cm
BB 11.0 cm
Berg 60.0 cm

Alt 3



BTG 20.0 cm
CG 15.0 cm
Berg 60.0 cm

Alt 4



BTG 20.0 cm
CM 15.0 cm
Fiberduk
Berg 60.0 cm

B 162 Elinikäiskustannukset

Korkeampia alkuinvestointeja vastaan betonipäällyste tarjoaa muita vaihtoehtoja pitemmän, häiriöttömän käyttöajan ja pienemmät kunnossapitokustannukset. Tämä yleinen väittämä voidaan todentaa numeroarvoina suorittamalla rakenne- ja päällystevaihtoehtojen elinikäiskustannusvertailu. Vertailu tehdään arvioimalla rakennuskustannusten lisäksi vaihtoehtojen kunnossapito- ja kunnostuskustannukset tietyn tarkasteluajan puitteissa. Kaikki päällysteen käyttöiän aikana aiheutuvat kustannukset diskontataan nykyarvoonsa. Näin voidaan määritellä kullekin tarkastettavalle vaihtoehdolle myös keskimääräinen vuosikustannus, joka sopii kokonaiskustannusten ohella tunnusluvuksi vaihtoehtoja vertailtaessa. Kuvassa B1-23 on esitetty elinikäiskustannusten vertaamisen periaate.

Kuvissa B1-24 ja B1-25 on esimerkkejä investointilaskelman soveltamisesta betonipäällysteratkaisujen tutkimiseen. Menetelmä on tunnustettu ja yhä yleisemmin käytössä päällystestrategioita tutkittaessa. Sen luotettavuus riippuu siitä, miten hyvää kokemusta ja tietoa on saatavissa eri toimenpiteiden kestoajoista ja kustannuksista. Vertailun tulokseen vaikuttavat lisäksi monet harkinnanvaraiset tekijät, kuten tarkastelujakson pituus, jäännösarvon suuruus eri vaihtoehdoissa ja käytetty korkokanta. Näiden epävarmuustekijöiden takia investointilaskelmia on käytettävä, - niin kuin muitakin ennusteita - , hyvinä päätöksenteon apuvälineinä, ilman että ne saavat liian ratkaisevaa asemaa ratkaisun teossa.

VT 1, HAUTAUSMAA - LADJAKOSKI INVESTOINTILASKELMA					vt 1, Hautausmaa - Ladjakoski Turku - Kaarina (5400 m, 2 x 2 kaistaa, KVL 10000...30000 m.ajon.) "White-topping" -betonin päällysteen esisuunnitel- mia / 1987				
BETONIPÄÄLLYSTEVAIHTOEHTO					ASFALTIPÄÄLLYSTEVAIHTOEHTO				
v.	Toimenpide	Kustannus	disk.k.	Nykyarvo	v.	Toimenpide	Kustannus	disk.k.	Nykyarvo
1989) 0	Bet.pääll. rakentaminen (20 cm, saumateräks)	13.500.000	5 %	13.500.000	0	Ab 20/120 + Tas 16/25	3.160.000	5 %	3.160.000
1					1	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,9070	1.224.000
2					2	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,8227	1.110.000
3					3				
4	Saumakorj. (ositt.)	90.000	0,8227	74.000	4	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,8227	1.110.000
5					5				
6					6	Ab 20/120 + Tas 16/25	3.160.000		
7					7	siltojen suojabet. varust. + laitteet	220.000 150.000	0,7462	2.634.000
8	Jyrsintä + saumakorj.	2.200.000	0,6768	1.488.000	8	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,6768	914.000
9					9				
10					10	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,6139	829.000
2000) 11					11				
12	Saumakorj. (ositt.)	90.000	0,5568	50.000	12	Ab 20/120 + Tas 16/25	3.160.000	0,5568	1.759.000
13					13	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,5051	682.000
14					14	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,4570	617.000
15					15				
16	{Urajyrsintä + valu (ositt.)	2.900.000	0,4570	1.325.000	16	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,4570	617.000
17	{Saumakorj.				17				
18					18	Ab 20/120 + Tas 16/25	3.160.000	0,4190	1.387.000
19					19	varust. + laitteet	150.000		
20	{Urajyrsintä + valu (ositt.)	700.000	0,3769	264.000	20	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,3769	509.000
2010) 21	{Saumakorj.				21				
22					22	MPKI 16/80 + kark.	1.350.000	0,3490	471.000
23					23				
24					24				
	jäännösarvo			16.701.000		Jäännösarvo			15.296.000
	50 % alkup. invest.	6.750.000	0,3190	- 2.153.000		50 % lis.asf. arvosta	2.300.000	0,3190	734.000
				14.548.000					14.562.000
Va = x 0,0741 = 1.078.000					Va = x 0,0741 = 1.079.000				
VERTAILUKUSTANNUS:									
= pitokustannusten nykyarvo 5 % korolla									
					BETONIPÄÄLLYSTE = 14.548.000 mk				
					ASFALTIPÄÄLLYSTE = 14.562.000 mk				

KUVA B1-25. Suomalainen esimerkki elinikäiskustannusvertailun suorittamisesta /28/

B 163 Betonipäällysteen kilpailukyky

Vain muutamissa maissa betoni- ja asfalttipäällysteet kilpailevat suoraan kohdan B 161 mukaisesti rakennuskustannusten perusteella. Yhdysvaltain keskilämmen osavaltioiden lisäksi ainakin Saksan liittotasavallassa ja Englannissa päällystetyyppi pääsääntöisesti ratkaistaan urakkatarjoustun perusteella. Yleisempää on, että päällystetyyppi ratkaistaan suunnittelun aikaisemmassa vaiheessa joko teknisin ja taloudellisin vertailuin (ks. kuva B1-24) tai hankkimalla poliittisen tason päätös jatkosuunnittelua varten. Useissa maissa on normitettu valintakriteereitä, jotka ohjaavat suunnittelua. Tällaisia voivat olla esimerkiksi liikennemäärärajat; raskeimmin liikennöidyt tiet suunnitellaan aina betonipäällysteisiksi, pienemmällä liikennemäärällä vertaillaan kustannuksia hankekohtaisesti (Itävalta, Espanja). Myös tien korkea toiminnallinen luokka tai korkea ohjenopeus voi olla peruste betonipäällysteen valinnalle teknisin perustein. Betonipäällysteen pitempi kestoikä (2-3-kertainen) otetaan yleisesti huomioon suoritettaessa taloudellisia laskelmia. Elinikäiskustannusten laskeminen parantaa aina betonipäällysteen kilpailuasemaa. Espanjassa otetaan kestävyys huomioon sallimalla betonipäällysteelle rakentamiskustannusvertailussa 1,2-kertainen hinta. Eräissä maissa on annettu ohjeellisia kiintiöitä eri päällystetyypeille: esimerkiksi joissakin Yhdysvaltain osavaltioissa 20 % asfalttia, 20 % betonia, loput hintakilpailuun; Sveitsissä tavoiteltiin 50/50-suhdetta päätieverkon rakentamisessa (toteutunut 25/75): Englannissa tavoitteena on ollut uusien moottoriteiden rakentamisessa 20 % osuus betonipäällysteelle.. Varsin yleistä on myös, että hankekohtaisiin valintoihin liittyy paikallispoliittisia tai teollisuuspoliittisia etunäkökohtia. Myös rakentamistapojen perinne näyttää edelleen ohjailevan eri päällystetyyppien suosituimmuutta useissa maissa.

Kaikkialla, missä molemmat päällystetyypit ovat käytössä, vallitsee tiukka kilpailutilanne; sekä asfaltti- että betonipäällysteiden kehittämistyö ja markkinointi on voimakasta. Betonipäällysteen osalta kilpailuvaltti ei ole niinkään alhainen hinta kuin tekninen paremmuus, korkea laatutaso ja pitkä kestoikä.

Suomessa on tehty ns. öljykriisin jälkitilanteessa v. 1980 perusteellinen selvitys betonipäällysteen teknisestä ja taloudellisesta kilpailuasemasta julkaisussa: 'Betonipäällysteen teknillisistä ja taloudellisista käyttöedellytyksistä Suomessa', Anssi Lampinen, VTT tie- ja liikennelab. /22/

B 17 BETONIPÄÄLLYSTEET ERI MAISSA

B 171 Betonipäällysteet Suomessa

Suomessa rakennettiin vuosina 1926 - 1939 yhteensä 360.000 m² betonisia tiepäällysteitä./26/ Ne sijoituivat pääasiassa Helsingin ja Turun sisääntuloteille. Sotien jälkeen on Suomessa rakennettu n. 160.000 m² betonipäällysteisiä teitä, kuva B1-26. Lentokenttäpäällysteitä on tehty betonista ennen sotia 130.000 m² ja sotien jälkeen n. 170.000 m² Varsinaisia lentokenttien kiirotoratoja ei Suomessa ole rakennettu betonipäällysteisinä; betonia on käytetty lähinnä asematasoilla ja kiitoteiden päissä.

Vaikka sotien jälkeiset betonipäällystekohdeet tieverkolla ovat harvallukuisia, on niiden suunnittelussa ja rakentamisessa pyritty seuraamaan alalla tapahtunutta nopeaa kehitystä. Viimeisimmät päällysteet ovat oloihimme hyvin sopivia, suunniteltaan moderneja päällysteitä, joiden rakenteellinen kestävyys on hyvä, kuva B1-27. Kaluston ja ammattitaidon puutteista on johtunut, että kaikki kohteet Ylikylän - Paraisten tietä lukuunottamatta ovat epäonnistuneet tasaisuudeltaan; (epätasaisuusluku 230-290 cm/km sysäysmittarilla mitaten, kun vaatimus olisi <160 cm/km). Myös saumojen rakentamisessa on ollut pahoja puutteita.

MERKITTÄVIMMÄT BETONITIE-KOhteet Suomessa	PIT. (m)	LEV. (m)	PAKS. (cm)	SAUMA- VÄLI (m)	BET. LUJ.	RAK. VUOSI	1960	1970	1980	1990
YLIKYLÄ - PARAINEN mt 180, Kaarina, Parainen	12600	2 x 3,50	18	15 (joka kolmas on liikunta- sauma)	K32	1958 1959	R	24	25 v	ASF.
KEHÄ III kt 50, Vantaa	720	2 x 3,75	20	5	K30-50	1971		R	14 v	ASF.
PALJOJÄRVI - OLKKALA vt 2, Vihti	1100	2 x 3,75	20	5	K40	1973		R	11 v	ASF.
KALKKITIE katu, Parainen	1943	2 x 3,66	20 18	5 4,5	K40	1981 1982			R	
RAJANIEMI - LAKALAIVA kt 45, Pirkkala	2050	2 x 4,25	20	5	K40	1983			R	
VILLÄHDE - NASTOLA vt 12, Nastola	2450	2 x 4,25	22	5	K60	1984			R	
KEMPELE - KIVINIEMI vt 4, vt 8, Oulu, Kempele	4040	2 x 4,50	22	5	K55	1990				R

1988

KUVA B1-26. Betonipäällysteet Suomessa (yhteenveto sotien jälkeen rakennetuista tiepäällysteistä) /25/

Kuvassa B1-27 esitetään yksityiskohdaisesti sodanjälkeisten betonipäällysteiden rakenne sekä päällysteistä saatuja kokemuksia. Kuvaan on liitetty rakennetiedot myös Oulun lähelle (Kempele - Kiviniemi) vuonna 1990 rakennettavasta, n. 4 km pituisestä betonipäällysteestä.

Suunnitteluun ovat olleet käytettävissä Suomen Betoniyhdistyksen julkaisemat väliaikaiset ohjeet (BY 18/1981) sekä betonipäällysteiden suunnitteluohjeluonnos vuodelta 1987. Hankekohtaisesti on viimeisin käytettävissä ollut tieto koottu hankkeiden työselityksiin, viimeksi Kempele - Kiviniemi -tien työselitykseen vuodelta 1987./29/

Edellä selostettujen betonipäällysteiden lisäksi Suomessa on viime vuosina tehty lähinnä katuverkolle koepäällysteitä jyräbetonista, yhteensä n. 40.000 m². Jyräbetonin käyttö tie- ja katupäällysteinä tulee epäilemättä lisääntymään myös Suomessa. Toistaiseksi tasaisuuden saavuttamiseen ja muuhun työtekniikkaan liittyvät ongelmat ovat estäneet laajemman käytön tiepäällysteinä. Teollisuuspihojen ja muiden raskaasti kuormitettujen kenttien lujaana päällysteinä jyräbetoni on jo yleisesti tunnettu.

B 172 Betonipäällysteet Pohjoismaissa

1. Ruotsi

Ruotsissa on rakennettu betonipäällysteitä ennen sotia n. 600.000 m² ja sotien jälkeen n. 1.300.000 m² /27/ Viimeiset kaksi -E6, Vellinge - Malmö 1972, E4 Väla - Hylinge 1978 - on toteutettu raudoitettamattomina ja ilman saumateräksiä liukuvalutekniikalla. Lähes kaikki Ruotsin betonipäällysteet ovat olleet maan eteläisimmissä osissa Malmöhuslänissä. Edellä mainittuja kahden osuutta lukuunottamatta betonipäällysteet on asfaltoitu, sen jälkeen kun niiden palvelutaso oli laskenut laattavaurioiden ja painumien takia (ks. myös kohta B 283 ja kuva B2-49). Vanhojen päällysteiden kunnostusongelmat ovat aiheuttaneet tiettyä pidättyvyyttä uusien betonipäällysteiden suunnittelussa. Toisaalta kehitystä on seurattu tiiviisti: betonipäällyste on mukana hankekohtaisissa kustannusvertailuissa (esim. kuva B1-24), koepäällysteitä tehdään (esim. Tukholma 1988) ja suunnitteluohje (luonnos) on julkaistu /30/.

Merkittävimmät betonitiekkohteet Suomessa	mt 180 Ylikylä-Parainen Kaarina, Parainen	kt 50, kehä III Veromiehenkylä -Tikkurila, Vantaa	vt 2 Palojärvi-Olkkala Vihti	Kalkkitie, Parainen	kt 45 Rajaniemi-Lakalaiva Pirkkala	vt 12 Villähde-Nastola Nastola	vt 4, vt 8 Kempele-Kiviniemi Oulu, Kempele
TIE - liikenne - poikkileikkaus	1600-6400 (KVL 1980) 1,5 + 7,0 + 1,5	13000-25000 (KVL 1979) 2,75 + 7,50 + 1,0	5200 (1983) 2,75 + 7,50 + 2,75	n. 2000 (1982) 1,0 + 7,0 + 1,0	1900 (1984) 2,25 + 7,50 + 2,25	6700 (1984) 2,25 + 7,50 + 2,25	n. 11000 (1990) 2,25 + 7,50 + 2,25
BETONIPÄÄLLYSTE - pituus (m) - leveys (m) - rak.vuosi - uud. pääll.	12.600 2 x 3,50 1958, 1959 1984 asf.	720 2 x 3,75 1971 1985 asf.	1100 2 x 3,75 1973 1984 asf.	1206(-81), 737(-82) 2 x 3,66 1981, 1982	2050 2 x 4,25 1983	2450 2 x 4,25 1984	4040 2 x 4,50 1990 ?
BETONILAATTA - leveys - paksuus - raudoitus - saumaväli - saumarakenne - ankkurointi - keskisauma	3,50 18 cm ø 6 k/k 30...40 15 m, joka kolmas on laaj. sauma ø 3/4" 9 kpl L400 ankkuroitu, sahattu, massattu	3,75 20 cm raudoittamaton 5 m 3 mm, ei saumamassaa ei ankkuriteräksiä ø 12 L750 k/k 50; 100 bitumisively saumassa	3,75 20 cm raudoittamaton 5 m 4-5 mm, kumibitumi ei ankkur., jos stab. ø 12 L750 k/k 100 bitumisively saumassa, ei sahausta	3,66 20(-81), 18(-82) raudoittamaton 5 m (-81), 4,5 m (-82) 3 mm/10 mm + massa ø 25 L500, saumakorit ø 16 L900 k/k 1500 (81) ø 12 L800 k/k 1000 (82)	4,25 20 cm raudoittamaton 5 m 3 mm/10 mm + asb.nauha ø 25 L500, saumakorit ø 12 L800 k/k 1000 sahattu, massattu	4,25 22 cm raudoittamaton 5 m 3 mm/10 mm + asb.- nauha + massa ø 25 L500, saumakorit ø 16 L800 k/k 1000 sahattu, massattu	4,50 22 cm raudoittamaton 5 m 3 mm/10 mm + nauha + massa ø 25 L500 ø 16 L800 k/k 1000 sahataan, massa- taan
BETONI - sideaine - kiviaines - lisäaineet - lujuus	Portl. (Rapid) max. 40 (64) K32	Portl. (Rapid) max. 32 mm LPH K30, K40, K50	Portl. max. 32 mm Mischöl VR K40	Portl. max. 32 mm Parmix, Melment L K40	Kuona/Portl. 60/40 max. 32 (25) mm Parmix, Melment L, K40 Rauma-Ultra	Kuona/Portl. 50/50 max. 32 mm Parmix H, Melment L K60 (91 vrk)	Kuona/Portl. max. 32 mm valitaan myöh. K55 (91 vrk)
RAKENTAMINEN - kalusto - menetelmä - jälkihoito	ABG-levitin, SGME- täyrtin sivumuotit harjaus, hierto, suojaus	ABG-levitin, SGME- täyrtin sivumuotit harjaus, hierto, suo- jaus	imubetonointi sivumuotit harjaus, hierto, suo- jaus	CMI Super 200, liukuvalu nylonharja, Betokem	CMI Super 200, liukuvalu nylonharja, Curing, (ämpärilevitys)	CMI Super 200 liukuvalu nylonharja, Scandure 212, reppuruisku	(ulkomainen alaurakoitsija) liukuvalu teräsharja, yleis. käyt. jälkih.aine
MUU RAKENNE	normaali, 2-3 cm tasaushiekka	jakava sepelistä, murskeesta tai maa- betonista	stab. jakava 420 cm vaihteleva pääll.rak. paksuus	murskesora, hyvä kantavuus	louhe, kiillaussora 0...100, 10-15 cm MS 0...65(35) 13 cm	hiekkä 30...70 cm sora 0-100, 25 cm MS 0...55, 7 cm	maabetoni 12 cm murske 0-100 20 cm hiekkä 86-136 cm
KOKEET	20 kpl 1958 (sem; kivi; raud.; harjaus ym.)	9 kpl (rakeisuus, lujuus, saumat ym.) myös maabetoni	10 kpl (sitomattomien kerr. paksuus ja latu) myös maabetoni	ei kokeita (-81, -82 erilaiset rakenteet)	7 kpl (KBet, ym.)	ei kokeita	ei kokeita
TYÖVIRHEET	1958 koealue epätasaisempi	- huono tiivistäminen - kiskojen epätarkka sijainti - ei viimeistelypalkkia - sahaus myöhästyi	- sahaus myöhästyi - työnaik. tasaus- seuranta puuttui	- betonilujuus ei täyttä vaatimuksia - paljon pysähdyksiä - sahaus myöhästyi - saumakorit väärissä asennoissa	- jakavan pinta epätas - saumakorit vinossa - saumamassaa liikaa - pysähd., massan od. - viimeistelypalkki puuttui	- epätarkka sahaus - korien kiinn. huono - pysähdyksiä liikaa - kone kaivautui alus. - liikaa käsityötä viimeistelyssä	
KÄYTTÖKOKEUKSET	- hyvä kulutuskest. - kuluneena liian karkea - paikallisia painu- makorjauksia melko paljon	- kapea sauma huono - 2,5-4 kert. kul.kest. viereiseen asf. verr. - tasaisuus ja kitka huonot - ei vaurioita maabet. kohdalla	- keskisauma on sahat- tava - 3,0 kert. kestävä. urastamista vastaan - betoni meluisampi - valonheijast. 2-kert - ajan kul. pit.halk.	- kevätkesä rak.ajan- kohtana hyvä - tasaisuus ei ole riit- tävän hyvä - kuluminen vähäistä	- saumamassa irronnut - tasaisuus epätyydyt- tävä - koerata-ajossa 2,08 kert. kulutuskest. PALJON TYÖVIRHEITÄ	- piennarpainumia - koerata-ajossa 3.1 kert. kul.kest. - epätasaisuus kiusaa rekka- liikennettä.	

2. Tanska

Tanskassa on betonipäälysteitä tehty ennen sotia eniten Pohjolassa, yhteensä n. 2 milj. m². Sotien jälkeinen päälystemäärä on n. 800.000 m². /20/ Sotien jälkeiset päälysteet ovat pääasiassa moottoritieosuuksia Kööpenhaminan ympäristössä. Viimeisin betonipäälyste 7,1 km pituinen moottoritieosuus Falsterissa on vuodelta 1984. 1960-luvun lopulla rakennettiin lähes 40 km betonipäälysteisiä moottoriteitä, missä yhteydessä maahan hankittiin suuria liukuvalukoneita ja siirrettäviä betoniasemia. Nämä päälysteet olivat kuitenkin pettymys - ne vaurioituivat nopeasti ja uusittiin asfalttimalla alle 10 vuoden ikäisinä. Vauriot olivat pääosin betonin rapautumista (D-cracking) ja pinnan kiillotumista (liukas pinta), ja syyksi vahvistui kiviaineksen laatu. 1970-luvulla tehtiin vain yksi 4 km pituinen koetie, joka on palvellut moitteettomasti. Vuonna 1984 valmistunut moottoritieosuus toimii niin ikään moitteettomasti, vaikka on saanut pituushalkeamia tierungon tiivistymisen takia.

Viimeisimmät suunnitteluohjeet on Tanskassa julkaistu 1983. /38/ Betonipäälystevaihtoehtoa vertaillaan nykyisten hintasuhteiden vallitessa vain vilkkaille moottoritieosuuksille.

3. Norja

Myös Norjassa rakennettiin yksittäisiä betonipäälysteosuuksia jo ennen sotia Oslon ympäristöön. Sotien jälkeen jo 1950-luvulla rakennettiin Etelä-Norjaan useita betoniteitä /21/. Erityisesti Vestfoldin läänin tieviranomaiset käyttivät betonia E18-valtatien paranettujen osuuksien päälysteenä. Viimeisimmät E18-osuudet on päälystetty betonilla v. 1979 (5 km) ja v. 1986 (6 km). Viimeisen kahdenkymmenen vuoden aikana on Norjassa tehty betonipäälysteitä n. 20 km matkalla. Ne ovat yleensä melko lyhyitä 2-kaistaisia ja kapeita tieosia. Norjalle ovat tyyppillisiä myös tunnelien ja siltojen betonipäälysteet. Myös lentokentillä on käytetty betonia ja niinpä

maassa on useita uudenaikaisia liukuvalukoneita erilaisten betonipäälysteiden valmistamiseen.

Betonipäälysteen mitoitus- ja suunnitteluohjeet sisältyvät virallisiin suunnittelunormeihin ja kiinnostus kehittämiseen on ollut jatkuvaa, vaikka päälystyshankkeita toteutuu-kin vain ajoittain. Viimeisimmän päälystyshankkeen (E18, Klinestad - Tassebekk 1986) yhteydessä toteutettiin eri osapuolien yhteistyönä merkittävä tutkimusprojekti betonipäälysteen kulutuskestävyyden nostamiseksi (ks. kohta B 633). Norjassa on osoitettu suurta mielenkiintoa myös jyräbetonin käyttöön tunnelien ja teiden päälysteenä.

B 173 Betonipäälysteet muualla Euroopassa

Betonipäälysteet ovat olleet käytössä 1920-luvulta lähtien lähes kaikissa Euroopan maissa. Käyttömäärät ja käyttöosuudet ovat vaihdelleet maittain, mutta - ehkä Portugalia, Kreikkaa, Italiaa ja Turkkia lukuunottamatta - betonipäälysteellä on ollut ja on edelleen selvä jalansija korkealuokkaisen moottoritieverkon rakentamisessa kaikkialla Keski- ja Etelä-Euroopassa. Itä-Euroopan maista ainakin Saksan Demokraattinen tasavalta ja Tšekkoslovakia ovat olleet mukana betonipäälysteiden käytössä ja kehittämisessä. Eri maiden välinen yhteistyö ja kokemusten vaihto on vilkasta, vaikka suunnittelukäytäntö eroaakin paikallisten olosuhteitten mukaan. Tuore esimerkki suunnitteluyhteistyöstä on TEM-projektin suunnittelunormiston laatiminen YK:n toimeksiannosta. TEM-projekti on Puolasta Kreikkaan ulottuva moottoritieprojekti (Trans European North-South Motorway Project), jota varten on 1980-luvulla laadittu suunnitteluohjeita kansainvälisenä yhteistyönä. Projektin yhteydessä on koottu myös tuorein tieto betonipäälysteiden suunnittelusta ja valintaperusteista /35, 36/. Tässä yhteydessä ei kuitenkaan selosteta eurooppalaista suunnittelukäytäntöä, vaan tyydytään kuvaamaan yleistilannetta niissä maissa, joista tietoja on ollut käytettävissä (Belgia, Ranska, Espanja, Saksan liittotasavalta, Itävalta, Sveitsi, Englanti).

1. Belgia

Belgiassa on Euroopan vahvin ja monipuolisin betonipäällysteperinne. Eri ikäisiä betonipäällysteitä on kaikilla tie- ja katuluokilla, yhteensä yli 21.000 km (21 % koko tie- ja katuverkosta). Moottoriteillä betonipäällysteiden osuus on 35 % (550 km), muilla pääteillä n. 15 % ja kuntien ylläpitämällä katu- ja tieverkolla 20-25 %. Moottoriteillä käytetään uusina päällysteinä yksinomaan jatkuvasti raudoitettuja päällysteitä, muualla yleisimmin raudoittamattomia laattoja. Vanhemmat betonipäällysteet ovat montaa eri tyyppiä ja niiden kunnostamisessa joudutaan käyttämään useita erilaisia päällysteratkaisuja. Belgialaisessa kustannusvertailussa jatkuvasti raudoitettu päällyste saadaan ohuemman paksuutensa vuoksi halvemmaksi kuin raudoittamaton paksumpi laatta jo rakennuskustannuksiltaan. Pääomitetun kunnossapitokustannusten vertailussa raudoittamattomalla betonilaatalla on kolminkertaiset ja asfaltilla kuusinkertaiset kustannukset jatkuvasti raudoitettuihin päällysteisiin verrattuna. Nämä poikkeukselliset kustannussuhteet - ja betonipäällysteiden suuri osuus päällysteistä - johtuvat teräs- ja sementtiteollisuuden vahvasta asemasta maassa. /22, 27/

2. Ranska

Ranskassa omaksuttiin 1960-luvun lopulla ensimmäisten joukossa liukuvalumenetelmä ja ilman saumateräksiä tehdyt raudoittamattomat betonipäällysteet. Raskaimmin kuormitetulle päätieverkolle - sallitun akselipainon ollessa nykyisin 13 t - rakennettiin n. 500 km betonipäällysteisiä moottoriteitä. Ajan oloon näissä ilmeni laattojen porrastumista ja lisääntyvässä määrin halkeilua. Kokemukset ovat johtaneet rakenteiden kokeiluun ja kehittämiseen sekä vanhojen päällysteiden kunnostamisessa että uusien rakentamisessa. Omien kokemusten pohjalta katsotaan Ranskassa, että pääomitetut elinikäiskustannukset ovat molemmilla päällystetyypeillä samaa suuruusluokkaa. Nykyisin betoni valitaan raskaan liikenteen määrän perusteella tai vain kilpailun ylläpitämiseksi.

Koko tieverkosta betonipäällysteiden osuus on hyvin pieni (n. 1 %), mikä johtuu kilpailutilanteesta, mutta suurelta osin myös siitä, että asfalttipäällysteiset maabetoni rakenteet ovat yleisiä ja niitä pidetään hyvinä ja edullisina rakenteina. /22, 27/

3. Espanja

Espanjassa betonipäällysteiden käyttö on 1960-luvun lopulle saakka ollut vähäistä. 1970-luvulla rakennettiin n. 400 km betonipäällysteisiä moottoriteitä (20 % silloisista moottoriteistä) uudella liukuvalutekniikalla. Kokemukset näistä ovat olleet hyviä. Niinpä 1980-luvun puolivälissä käynnistynyt uusi, suuri moottoritieohjelma (uudet moottoritiet Madridista eri suuntiin rannikolle) toteutuu suurelta osin betonipäällysteisenä. Espanjaan on hankittu vuosina 1986-87 viisi suurta liukuvalukalustoa, jotka toteuttavat moottoritieohjelmaa n. 100 km vuosivauhdilla. 1990-luvun alkupuolella Espanjassa tulee olemaan yhteensä n. 2.000 km betonipäällysteitä, joista suuri osa on 4-kaistaisia moottoriteitä.

Espanjassa on pitkät perinteet jyräbetonin käytössä. Niinpä jyräbetonin vaihtoehdot ovat mukana päällysrakennusnormeissa, alempiluokkaisilla teillä sellaisenaan betonipintaishina, mutta moottoriteillä asfalttipäällysteisenä (8 cm asf. kerros). Myös uusia moottoriteitä toteutetaan tällä jyräbetonirakenteella. /27/.

4. Saksan liittotasavalta

Ennen toista maailmansotaa rakennettiin silloisessa Saksassa n. 63 milj. m² betonipäällysteitä. Sotien jälkeen on betonipäällysteitä tehty Länsi-Saksassa n. 85 milj. m².

Betonipääallysteet ovat keskittyneet moottoriteille; ennen vuotta 1960 lähes kaikki moottoritiet (n. 2.500 km) olivat betonipääallysteisiä, uudemmissa moottoritiehankkeissa osuus on n. 30 %. Pääallystetyypin valinta tapahtuu urakkakilpailuna pääallystämismisvaiheessa ja suoraan hintojen perusteella. Materiaalutilanne ('Reinin soran' saatavuus) ja aluepoliittiset kysymykset vaikuttavat siihen, että betonin käyttö tiepääallysteissä on hyvin erilaista eri osavaltioissa (esim. Baijerissa 85 %). Betonipääallysteitä rakennetaan Länsi-Saksassa jatkuvasti usean urakoitsijan toimesta. Sekä suunnittelun että rakentamisen kokemus on hyvä ja betonitiet korkealaatuisia. Liukuvalutekniikka on yksinomaisena käytössä. Pääallysteet ovat saumateräksin varustettuja, raudoittamattomia, lyhytlaattaisia pääallysteitä. /22, 27, 4/

5. Itävalta

Itävallassa on rakennettu 1.200 km pituinen moottoritieverkko viimeisten 25 vuoden aikana. 85 % näistä teistä on rakennettu betonipääallysteisinä. Tyypillistä on ollut halkeamaraudoitettujen kaksikerrospääallysteiden käyttö 1970-luvun lopulle saakka kiskokalustomenetelmällä tehtynä. Sittemmin on työtekniikaksi kehittynyt asfaltinlevittimen käyttö alemman betonikerroksen teossa ja liukuvalukoneen käyttö tasaisen ja lujan pintakerroksen tekemisessä. Saumoissa käytetään saumateräksiä, mutta sahaus tehdään kapeana eikä saumoja täytetä. Itävallan moottoritiet ovat kuuluisia tasaisuudestaan ja hyvästä kunnostaan. Nastarengaskuluminen on ollut ongelma Itävallan pääallystepolitiikassa (ks. kohta B 282), mutta ongelma on poistumassa nastoitettujen autojen vähentyessä. /22, 27/

6. Sveitsi

Sveitsissä on 350 km betonipääallysteisiä moottoriteitä eli n. 25 % maan päätieverkosta. Kaikkiaan on betonipääallysteitä rakennettu sotien jälkeen n. 5 milj. m². Pääteillä ovat halkeamaraudoitetut kaksikerrospääallysteet olleet pääasiallinen

tyyppi, nyt pidetään parhaana raudoittamattomia yksikerroksisia ratkaisuja. Itävallan tavoin myös Sveitsin betonipääallysteet ovat kuuluisia korkeasta laadustaan. Raudotusten ruostuminen ja saumavauriot ovat nostamassa kunnostamiskysymykset etusijalle, kun tieverkko ei enää laajene./22, 27/

Sveitsi on ollut eturivin maita kehitettäessä betonipääallysteen eurooppalaista mallia ja rakentamisen työtekniikkaa viime vuosikymmenien aikana.

7. Englanti

Englannissa betonipääallysteperinteet ovat Euroopan vanhimpia. Sotien jälkeisessä tienrakennuksessa betonipääallysteitä on tehty ensi sijassa moottoriteille. 1970-luvulla rakennettiin n. 320 km 4-kaistaisia, betonipääallysteisiä moottoriteitä (raudoittamattomat, lyhyet laatat varustettuna saumateräksin). Tämä vastasi eri vuosina 15-25 % osuutta uusien teiden pääallysteistä /37/. Myös 1980-luvulla betoniteiden rakentaminen on jatkunut aktiivisena ja pääallystetyypistä päätetään suoraan urakkatarjousten perusteella. Pääteillä betonipääallysteitä on yhteensä n. 530 km eli n. 5.5 % päätieverkon pituudesta.

Englannissa on kehitystyö ollut vilkasta ja tienormeja on pidetty ajan tasalla myös betonipääallysteiden osalta /31/. Panos kansainvälisessä yhteistyössä on jatkuvasti merkittävää.

B 174 Betonipääallysteet Yhdysvalloissa ja Kanadassa

Yhdysvalloissa betonipääallysteitä on käytetty lähes jokaisessa osavaltiossa jo vuosisadan vaihteesta lähtien. Vuonna 1925 betonipääallysteitä oli n. 50.000 km eli n. 30 % silloisesta pääallystepituudesta. Vuonna 1985 betonipääallysteitä oli 225.000 km eli n. 6,5 % kokonaispääallystepituudesta. Interstate-moottoriteistä - n. 70.000 km rakennettu vuodesta 1975 lähtien - on noin 50 % betonipääallysteisiä, muulla päätieverkolla

on betonin osuus n. 15 %. Interstate-verkko ulottuu kaikkiin osavaltioihin ja välittää n. 21 % koko liikennesuoritteesta. Näin ollen myös betonipäällysteet ovat Interstate-verkon rakentamisen myötä tulleet tutuiksi myös siellä, missä niitä ei aikaisemmin ollut käytetty. Laajinta käyttö on ollut Kalifornian, Texasin, Ohion ja Pennsylvanian osavaltioissa. Varsin laajasti betonipäällysteitä on käytetty myös sellaisissa 'kylmissä' osavaltioissa kuin Minnesota, Wisconsin, Michigan ja New York. /1, 2, 9, 10, 12/

Rakentamisen suurten vuosien mentyä ohi eivät päällystepituudet enää lisäänty ja huomio on kääntynyt kunnostusmenetelmien kehittämiseen, kunnostusprojekteihin ja uudelleenpäällystämistekniikkoihin (ks. kohta B 281).

Kanadassa betonipäällysteitä on käytetty vain eteläisen rajan tuntumassa; Quebecin osavaltiossa Montrealin ympäristössä, Ontariossa suurten järvien välisellä kannaksella ja Toronton seudulla sekä Manitobassa pääkaupungin Winnipegin ympäristössä.

Quebecissä on n. 600 km betonipäällysteitä (n. 2 % päällystetystä tieverkosta). Niistä 100 km on toteutettu vuoden 1970 jälkeen. Viimeisin 1984. Uusimpien päällysteiden epäonnistunut tasaisuus ja vanhojen päällysteiden aleneva palvelutaso ovat synnyttäneet luottamuskriisin yleisön ja viranomaisten välille. Asiaa tutkinut komitea suosittelee raportissaan v. 1987 /8/ muun muassa, että Quebecissä luovutetaan toistaiseksi uusien betonipäällysteiden tekemisestä, jollei voida turvata tiettyä minimijatkuvuutta, joka takaisi ammattitaidon säilymisen.

Ontariossa on n. 1.000 km betonipäällysteitä. Niitä rakennettiin määrätietoisesti 1950-luvun alusta lähtien 20 vuoden ajan. Sen jälkeen betonipäällysteiden rakentaminen on ollut vähäistä lähinnä kolmesta syystä: päätieverkon hankkeet vähenivät, hintasuhde oli jatkuvasti epäedullinen (betonipäällyste 30 % kalliimpi) ja alettiin kehittää ja keilla uudenlaista sekarakennetta:

asfalttitietä, jonka kantavana kerroksena on saumattu betonirakenne (composite pavement, concrete base). Tätä rakennetta on käytetty Toronton ympäristön vilkkaimmilla moottoritieosuuksilla. Vuonna 1982 tehtiin laaja (15 km) koetieosuus betonipäällysteiden ja alustarakenteiden tutkimiseksi. /33/ Tämän kokeen tulokset tulevat ohjaamaan tulevien projektien suunnittelua. 1980-luvulla on koeprojektien avulla kehitetty myös omat ohjeet betonipäällysteen erilaisille korjaus- ja kunnostustöimenpiteille.

Manitobassa - Ontarion läntisessä naapurissa - on n. 900 km betoniteitä Suomea ankarammissa ilmasto-olosuhteissa. /11/ Pääosa on 1960- ja 1970-luvuilta, mutta uusia päällysteitä on tehty vuosittain myös 1980-luvulla. Päähuomio on täälläkin kohdistunut uudelleenpäällystämiseen ja kunnostamiseen. Betonitieverkon arvioidaan säilyvän tulevaisuudessakin suunnilleen nykyisessä laajuudessaan.

B 18 YHTEENVETO

Tässä raportin osassa on esitetty poimintoja betonipäällysteen historiasta, ominaisuuksista, rakenteesta sekä levinneisyydestä ja kilpailukyvyistä. Tarkoituksena on ollut antaa yleiskuva betonipäällysteistä sellaisia näkökohtia painottaen, joilla voisi olla mielenkiintoa suomalaisesta näkökulmasta katsoen.

Betonipäällysteen historia on pitkä ja sen käyttö on levinnyt kaikkialle. Teknisesti betonipäällyste on kehittynyt jatkuvasti niin, että se edelleenkin voi tarjota parhaan palvelutason sekä nopealle että raskaalle liikenteelle. Taloudellisesti betonipäällyste on usein kalliimpi, mutta vain rakentamiskustannuksissa; käyttöajan vuosikustannuksissa se on useimmiten tasaveroinen tai halvempi vaihtoehto. Betonipäällysteellä on kaikki tekniset ja taloudelliset edellytykset tulla tutkituksi tasavertaisena vaihtoehtona päällystysratkaisuja tehtäessä.

OSA B 1 YLEISKATSAUS BETONIPÄÄLLYSTEISTÄ

- General Survey of Concrete Pavements

KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES

1. A charted summary of Concrete Highway Pavement Practices in the United States - 1982, PCA Skokie, Ill, 1982
2. Our Nation's Highways, Selected Facts and Figures, FHWA, Washington 1987
3. Schweizerische Nationalstrassen, Informationen 1987, Bundesamt fuer Strassenbau, Bern 1987
4. Autobahnen in Deutschland, Kirschbaum Verlag, Bonn 1985
5. Betonfahrbahnen, Handbuch fuer Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Josef Eisenmann, Muenchen 1979
6. Chaussees en beton, Bulletin de liaison des LCPC, Numero special Juillet 1979 & Septembre 1979, Paris
7. Betonbeläge, Handbuch fuer Konstruktion und Bau von Betonbelägen, Betonstrassen AG, Wildegg, CH 1985
8. Rapport du Comite d'etude sur les revetements en beton de ciment, Quebec 1987
9. Concrete Roads in Michigan, Th. Coleman, Personal Report, Lansing 1988
10. Concrete Roads in Wisconsin, K.H. Dunn, Personal Report, Madison 1988
11. Concrete Roads in Manitoba, J. Hosang, Personal Report, Winnipeg 1988
12. Concrete Roads in Minnesota, A.D. Halverson, St Paul 1987
13. Guide to Concrete Road Construction, TRRh & C & CA, Chrowthorne 1978
14. Mechanized Construction of concrete roads, B.J. Walker, D. Beadle, 1975
15. Concrete versus asphalt - some impressions, G.S. Donald, AAPA conference, Tasmania 1984
16. Compare Concrete and Asphalt, PCA Skokie, Ill
17. Pavement Costs; Bid Results from several projects in Colorado 1984, 1985
18. Construction and Maintenance of Rigid Pavements, Congress Proceedings, Vienna, 1979, Sydney 1983, Brussels 1987

19. Energiforbruk ved vegbelegg av betong kontra asfalt, NBVF rapport nr BML 80.302, Oslo 1980
20. Betonveje i Danmark 1923 - 1984, Knud Puckman, Statens Vejlaboratorium, rapport 64, Roskilde 1987
21. Betongen har muligheter for å bli mer brukt i fremtidens vegbygging, Th. Borchrevink, Ingenior-Nytt nr 23 A/82, Oslo 1982
22. Betonipäällysteiden teknillisistä ja taloudellisista käyttöedellytyksistä Suomessa, Anssi Lampinen, VTT Tie- ja liikennelaboratorio, tutk. sel. 194., Espoo 1980
23. Betonipäällysteseminaari 3.5.1979, alustukset, Suomen Betoniyhdistys 1979
24. Betonipäällysteiden suunnitteluohjeet (ehdotus, joulukuu 1987), Suomen Betoniyhdistys 1987
25. Yhteenveto merkittävimmistä betonitiekohdeista Suomessa VTT:n raporttien valossa, J. Rahiala, betonitieprojektin väliraportti, 1987
26. Betonipäällysteiset tiet, Anssi Lampinen, HTKK Otanemi, 1979
27. Matkaselostukset Norjaan, Ruotsiin, Espanjaan, Ranskaan, Belgiaan, Länsi-Saksaan, Itävaltaan, Sveitsiin, Yhdysvaltoihin ja Kanadaan suoritetuilta tutustumis- ja opintomatkoilta, J. Rahiala, 1987, 1988
28. Betonipäällysteen rakentamisen esisuunnitelma, vt 1, Turku, Kaarina, J. Rahiala, 1987
29. Vt 4, vt 8, Kempele-Kiviniemi betonipäällysteen työselitys, Oulu 1987
30. Förslag till Svensk betonbeläggningsnorm, NVF utskott 32, 1984
31. UK Practise for the Design and Construction of Concrete Roads, J. Mercer, 5th Int. Symp. on Concrete Roads, Aachen, 1986
32. Structural Design of new Road Pavements, HA 14/8, HA 35/87, Department of Transport, London 1987.
33. Design, Construction and Permormance of four Expori-mental Concrete Pavement sections in Ontario, MTC, Toronto 1985
34. Betonstrassen (Mitteilungsblatt der Betonstrassen AG, Wildegg) nr 85, 1970
35. TEM, Recommendations for Rigid Pavements, Paris 1986
36. TEM, Methodology for the selection of Road Pavement Construction Techniques, Paris 1985

37. The performance of unreinforced Concrete Roads constructed between 1970-1979, JM. Gregory, TRRL Report 79, Crowthorne 1987
38. Retningslinier for udforelse af betonbelegninger, Statens Vejlaboratorium, Roskilde 1983
39. Roller Compacted Concrete I-II, Congress Proceedings, San Diego, Cal. 1988

OSA B 2

**BETONIPÄÄLLYSTEEN
KORJAAMINEN JA KUN-
NOSTAMINEN**

OSA B 2 BETONIPÄÄLLYSTEEN KORJAAMINEN JA KUNNOSTAMINEN
- REPAIR AND REHABILITATION OF CONCRETE PAVEMENTS

SISÄLLYSLUETTELO	sivu
B 20 JOHDANTO	105
B 21 VAURIOT JA NIIDEN SYYT	106
B 22 VAURIOKARTOITUS	113
B 23 KORJAUS- JA KUNNOSTUSMENETELMÄT	113
B 231 Saumakorjaukset	113
B 232 Halkeamakorjaukset	116
B 233 Paikkaukset	118
B 234 Täyssyvät korjaukset	118
B 235 Laattojen alapuolinen injektointi	119
B 236 Laattojen nosto	121
B 237 Jyrsintä	123
B 238 Pintakäsittelyt ja ohuet pintaaukset	126
B 239 Muut kunnostusmenetelmät	128
B 24 KULUMAURIEN KORJAAMINEN	128
B 25 KORJAUS- JA KUNNOSTUSTOIMENPITEIDEN SUUNNITTELU	131
B 251 Toimenpiteiden valinta ja ajoitus	131
B 252 Toimenpiteiden kannattavuus	133
B 26 VAURIOIDEN ENNALTAEHKÄISY	135
B 27 BETONIPÄÄLLYSTEEN UUSIMINEN	136
B 271 Vanhaan laattaan sidotut betonipäällysteet	136
B 272 Vanhaan laattaan sidotut asfalttipäällysteet	136
B 273 Erillinen uusi betonipäällyste	136
B 274 Vanhan päällysteen uusiokäyttö	138
B 275 Betonia asfaltille	138
B 28 ULKOMAISIA KOKEMUKSIA KORJAUS- JA KUNNOSTUSTOIMEN- PITEIDEN SUUNNITTELUSTA JA TOTEUTTAMISESTA	138
B 281 Kokemuksia Yhdysvalloista	138
B 282 Kokemuksia Keski-Euroopasta	145
B 283 Pohjoismaisia kokemuksia	150
B 29 YHTEENVETO	152
KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES	155

OSA B 2
 BETONIPÄÄLLYSTEEN KORJAA-
 MINEN JA KUNNOSTAMINEN
 - Repair and Rehabilitation of
 Concrete Pavements

B 20 JOHDANTO

Betonipäällysteen tuntomerkkeinä on totuttu pitämään hyvää kantavuutta ja tasaisuutta, pitkää kestoikää ja vähäistä kunnossapidon tarvetta. Ensimmäisten sukupolvien betonipäällysteet ovatkin monissa maissa saaneet vanhentua ilman, että niiden kunnossapitoon olisi kiinnitetty juuri mitään huomiota. Yhdysvalloissa sanotaan mottona olleen 'build and forget it' - rakenna betonipäällyste ja voit unohtaa sen. Ja betonipäällysteet ovat täyttäneet niille asetetut odotukset - mutta vain aikansa. Suunnittelun käyttöiän tai kuormituskertaluvun täyttyessä päällysteisiin on alkanut tulla eri syistä vaurioita: saumavikoja, halkeamia, murtumia, kulumauria, epätaisuutta jne. On saatu havaita, että raskas liikenne yhdessä lämpötila- ja kosteusvaihteluiden kanssa väsyttää lopulta myös betonipäällysteen. Tämä tilanne on käynyt yhä ilmeisemmäksi 1970-luvun alkuvuosista lähtien, kun monissa maissa on alkanut olla enenevässä määrin vanhoja, huonokuntoisia betonipäällysteitä, joiden kohtalosta on päätettävä. Kaikkien vanhenevien betonipäällysteiden uudelleenrakentamista pidetään taloudellisesti ylivoimaisena, minkä vuoksi kaikkialla etsitään keinoja päällysteiden käyttöiän jatkamisesta. Kun betonipäällysteen kunnostamis- ja uusimistekniikat eivät ole olleet hallinnassa, on ikää varsin usein jatkettu asfalttipaikkauksilla ja -pintauksilla. Betonipäällysteen kunnostamisen hankaluus on aiheuttanut myös pidättymistä uusien betonipäällysteiden rakentamisesta.

Koko 1980-luvun on ollut käynnissä voimakasta tutkimus- ja kehitystoimintaa toisaalta entistä käyttökelpoisempien korjaus- ja kunnostusmenetelmien kehittämiseksi betonipäällysteille ja toisaalta betonipäällysteiden pitkäaikaiskestävyyden edelleen parantamiseksi. Tutkimustyö

ja menetelmien testaus jatkuu edelleen eri tahoilla, mutta nyt jo tiedetään, että tekniikoita löytyy kunnossapitoon ja kunnostukseen ja että suunnittelun, rakentamisen ja ennaltaehkäisevän kunnossapidon asiantunteva suorittaminen on avainasemassa päällysteen pitkäaikaiskestävyyden kannalta.

Myös Suomessa betonipäällysteen hankalaksi koettu korjaaminen on yksi syy betonipäällysteiden vähäiseen käyttöön. Suomessa liikenneserasitus on pienempi kuin yleensä maissa, joissa betonipäällysteitä käytetään, mutta vastaavasti ilmastorasitus monella tavalla suurempi. Suomessa nastarengaskulutus on merkittävä lisäuhka päällysteiden kestävyydelle. On näin ollen tärkeää, että betonipäällysteen kunnossapidon ja kunnostamisen epävarmuustekijöitä selvitetään ennen kuin betonipäällysteet tulevat laajempaan käyttöön Suomen olosuhteissa.

Tässä raportin osassa kuvataan betonipäällysteen tyypillisiä vaurioita, niiden syitä ja korjausmenetelmiä, selvitetään kunnostusmenetelmien soveltuvuutta eri tilanteisiin ja tutkitaan betonipäällysteen uusimismenetelmiä. Tämä kaikki tehdään ulkomaisiin kokemuksiin ja ulkomaiseen kirjallisuuteen nojautuen. Erityisesti Suomelle tyypillisen vaurion, urakuluman, korjaamiseen etsitään käyttökelpoisia ratkaisuja.

B 21 BETONIPÄÄLLYSTEN VAURIOT JA NIIDEN SYYT

Päällystelaattaan aiheuttavat jännityksiä ja rasituksia muun muassa seuraavat tekijät:

- liikennetekijät
 - dynaaminen, toistuva liikennekuorma
 - poikkeukselliset ylikuormat
- liikenteen hoito
 - kunnossapitokalusto ja kunnossapitotoimenpiteet, esim. suolan käyttö
- ympäristötekijät
 - lämpötilavaihtelut (pakkaset, helteet)
 - kosteustilavaihtelut (märkä/kuiva)
 - pohjamaan tai alusrakenteen routuminen
 - pohjamaan tai alusrakenteen painuminen

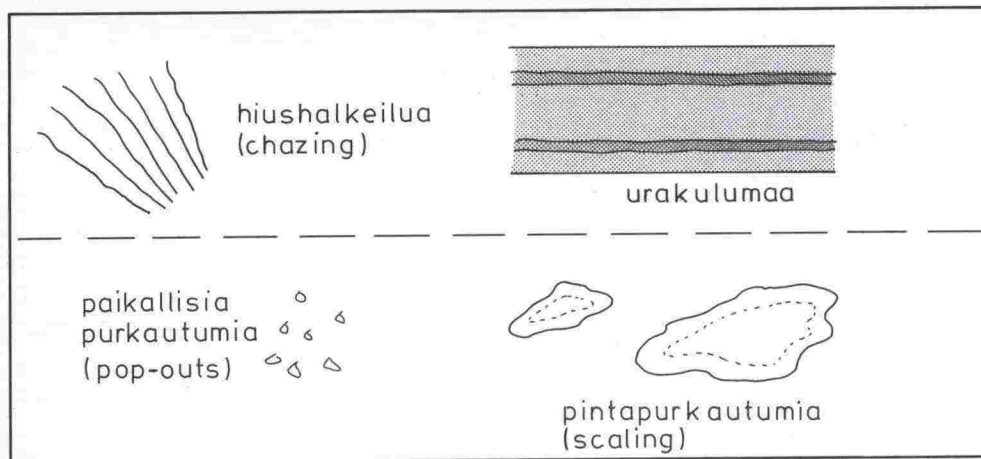
Vaikka betonipäällyste suunnitellaan vallitsevien liikenne- ja ympäristöolosuhteiden mukaan kestäväksi kaikki nämä rasitukset, syntyy päällysteeseen ajan oloon vaurioita. Vaurioita syntyy myös työ- ja materiaalivirheiden johdosta joko välittömästi rakennustyön jälkeen tai ajan mittaan päällysteen vanhetessa. Betonipäällysteen vauriot voidaan ryhmitellä 1) pintavaurioihin, 2) saumavaurioihin ja 3) rakenteellisiin vaurioihin.

Kuvissa 1, 2 ja 3 on kuvattu saumatujen betonipäällysteiden tyypilliset vauriot. /1/ Jatkuvasti raudoitetuissa päällysteissä ei ole saumoja, joten vaurioiden kuvauskin olisi jossain määrin erilainen. Koska jatkuvasti raudoitettu päällyste on harvinainen Suomen oloissa, tyydytään tässä yhteydessä kuvaamaan saumat-
mattujen laattojen vaurioita.

Kaikki kuvissa esitetyt vauriotyypit eivät tule esille Suomen olosuhteissa, kussakin maassa painottuu vaurioituminen joihinkin ryhmiin riippuen materiaaleista, liikenteestä ja ympäristöolosuhteista. Kuvissa 1-3 on kuvattu myös vaurioiden mahdollisia syitä. Ennen korjaustoimenpiteisiin ryhtymistä tulisi aina selvittää vaurion todennäköinen syy. Vain tällä tavoin voidaan valita oikea korjaus- tai kunnostustoimenpide ja saada päällysteelle pitkä kestoikä.

Vauriotyyppi	Vaurion kuvaus	Mahdollisia syitä	Aiheutuva haitta
pinnan epätasaisuus	päällysteessä epäsäännöllistä epätasaisuutta, joka voidaan osoittaa tasaisuusmittauksella tai havaita silmä määrin	- virheellinen työsuoritus - laattojen käristyminen	- palvelutaso laskee
huono kitka (ei Suomessa; huom. nastarenkaat)	tien pinta liukas	- kiillottuva kiviaines - pinnan harjaus puuttuu tai huono - likaa, sem. liimaa, tms. pinnassa	- ulosajovaara
huono kuivatus	tienpinta märkä tai lätäköillä kauan sateiden jälkeen	- kuivatusjärjestelmä tukossa - riittämätön kaltevuus - urakuluma	- veden roiskuminen - vesiliirtovaara
urakuluma	betonin kulumisesta aiheutuva ura pyörälinjojen kohdilla	- nastarengasliikenne	- vesiliirtovaara - ulosajovaara
hiushalkeamat (chazing, plastic shrinkage cracking)	ohuita hiushalkeamia laatan pinnassa	- tehoton tuoreen massan suojaus - suolan käyttö	- ei vaikuta palvelutasoon - johtaa korjaamattomana pinnan purkautumiin
pintapurkautumat (scaling)	asteettainen pinnan rapautuminen; ensin sem.laasti, sitten karkeata kiviainesta irtoaa	- huono suolapakaskestävyys - runsas suolan käyttö	- ajomukavuus alenee - kerää vettä, joka jäätyessään edelleen kiihdyttää rapautumista
kuoriutuminen (peeling)	ohuen korjauslaastikerroksen irtoaminen suurina kappaleina	- liian ohut kerros - huono sidonta - väärä laastin kokoomus	- irtoavat kappaleet vaarana - tasaisuus huononee
paikalliset purkautumat (pop-outs, pot holes)	erikokoisia, usein pyöreitä purkautumia muuten terveessä laatussa; ilmenevät pian rakentamisen jälkeen	- epähomogeeninen massa - huono pakaskestävyys - reaktiot massassa - laatan raudoitusterästen korroosio (jos laatussa on teräksiä)	- terävä kuoppa; - pieni ei vaadi korjausta, suurempi korjattava heti

KUVA B2-1 a. Betonipäällysteen pintavauriot ja niiden syyt /1/



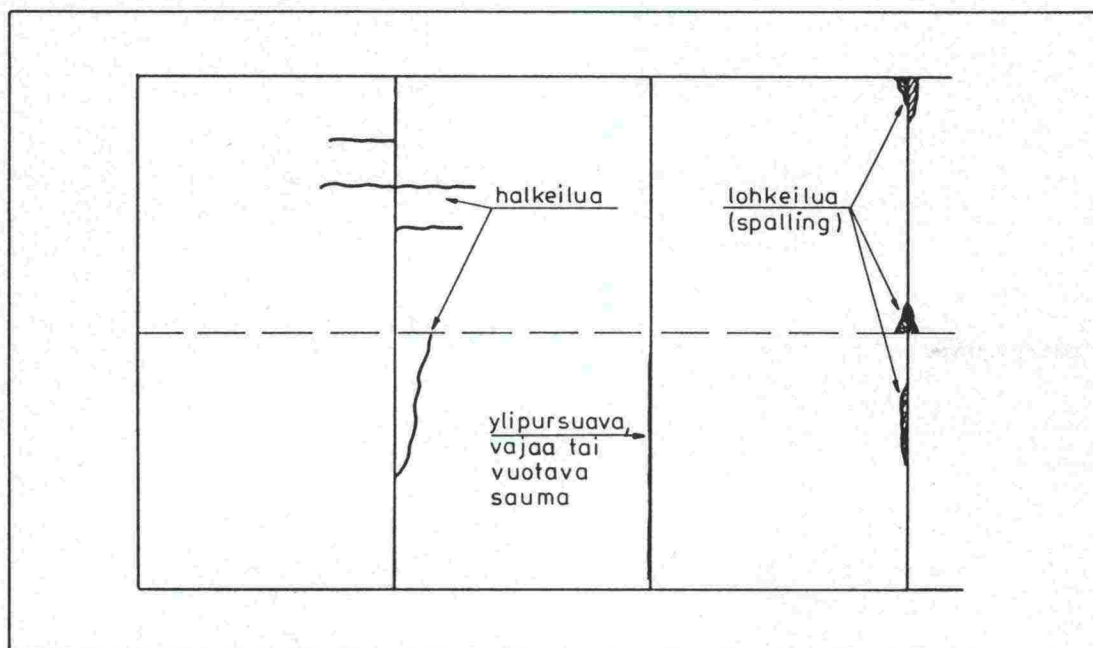
KUVA B2-1 b. Betonipäällysteen tavallisia pintavaurioita



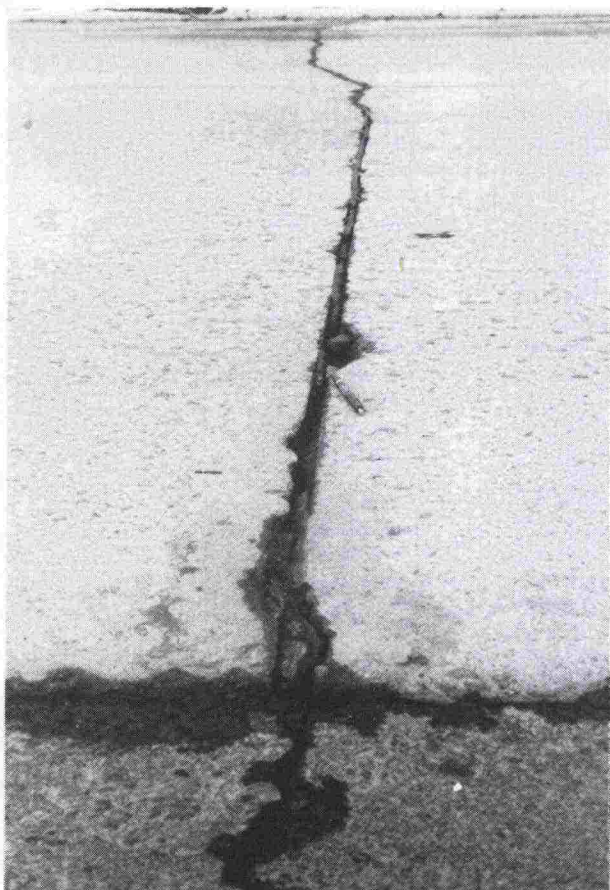
KUVA B2-1 c. Suolan ja pakkasen aiheuttama pintapurkautuma

Vauriotyyppi	Vaurion kuvaus	Mahdollisia syitä	Aiheutuva haitta
Vuotava sauma	saumamassa irti betonista, pinta- vesi pääsee saumaan.	- huono saumamassa - vanhentunut massa - väärä saumaraon muoto	- saumaan ja alustaan pääsevä vesi rasittaa ajan mittaan laattaa (huom. jäätyminen, pumppautuminen)
Ylipursuava tai vajaa sauma	saumamassa pursuaa saumaraon reunojen yläpuolelle tai sauma on vajaa.	- liian paljon tai vähän saumamassaa - huono saumamassa - väärä saumaraon muoto.	- epätasaisuutta, saumat 'naputtaa' - epäsiisteyttä - vajaa sauma kerää epäpuhtauksia, jotka taas rikkovat laatan reunoja.
Laatan reunojen lohkeilu (spalling)	laatta lohkeilee pituus- tai poikissauman kohdalla; usein laatan yläkulmista irtoa selvii betonikappaleita.	- laatan reunojen heikkous, hienorakeinen massa pinnassa, liian syvä poikkisuunarjaus sauman kohdalla. - saumaterästen asennusvirhe tai lukkiutuminen. - kiviä tai epäpuhtauksia saumassa.	- irtaavat kappaleet aiheuttavat usein välittömän korjaustarpeen.
Halkeamat sauman kohdalla (cracking)	laatta halkeilee sauman läheltä (lyhyet halkeamat)	- kiviä tai epäpuhtauksia saumassa - saumaterästen asennusvirhe	- halkeilun edetessä laatan murtumisvaara - lisää kunnossapitoa.

KUVA B2-2 a. Betonipäällysteen saumavauriot ja niiden syyt /1/



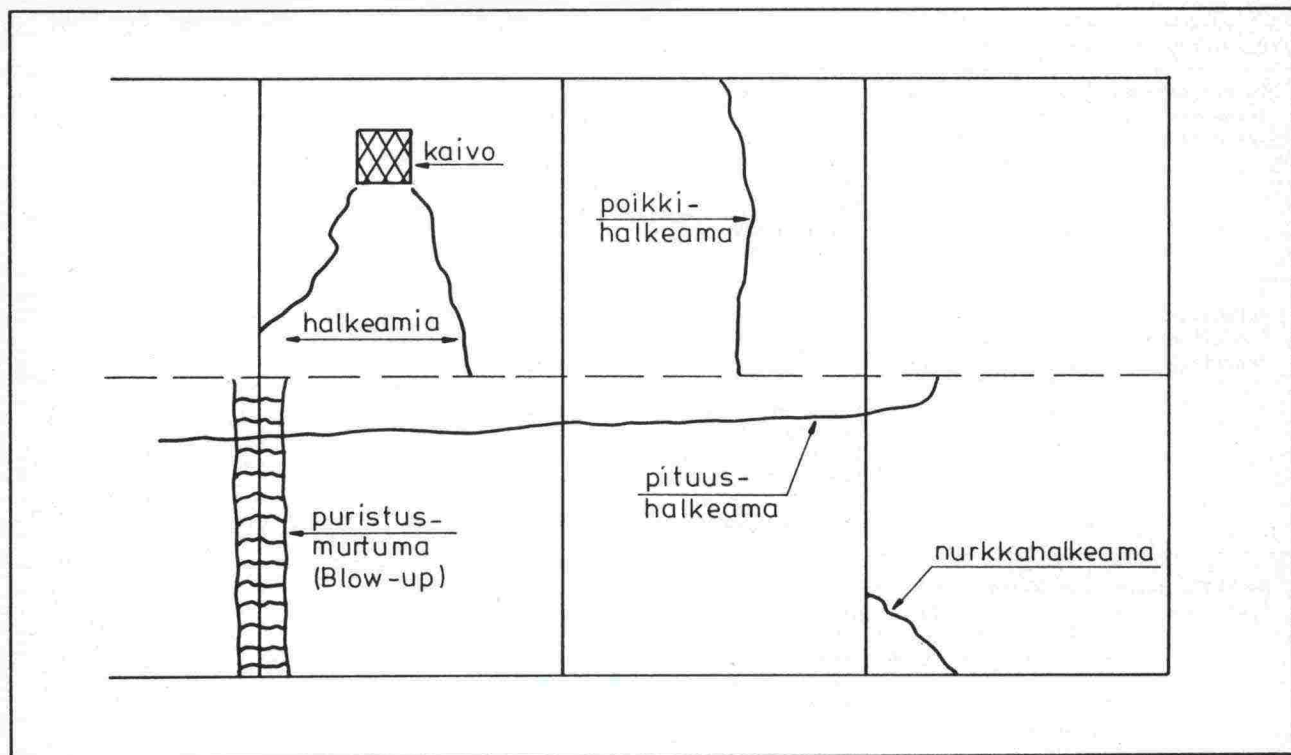
KUVA B2-2 b. Betonipäällysteen tavallisimpia saumavaurioita



KUVA B2-2 c. Lievää lohkeilua
vuotavassa saumassa

Vauriotyyppi	Vaurion kuvaus	Mahdollisia syitä	Aiheutuva haitta
Poikkihalkeama (transverse cracking)	laatan reunasta reunaan ulottuva suora tai vino halkeama	-alimitoitettu paksuus -liian pitkä laatta -liian myöhäinen sauman sahaus -laatan väsyminen -huono betoni	-ei välitöntä haittaa liikenteelle -ajan eloon halkeilun edetessä kuormansiirtoky- heikkenee
Pituushalkeama (longitudinal cracking)	keskisauman suuntainen, usein monen laatan pituinen halkeama	-liian leveä laatta -liian matala sauma -keskisauman väärä sijainti ajolinjoihin nähden -tien reunan painuma -tien routiminen	-halkeilun edetessä voi tulla haitallisia kaltevuuseroja tai sauma voi aueta
Nurkkahalkeama (corner cracks)	poikkisaumasta laatan reunaan tai keskisaumaan ulottuva halkeama	-nurkan ylikuormitus -huonokuntoinen sauma -erosio alustassa	-nurkkahalkeama pahenee helposti; lohkeama-vaara
Verkkohalkeilu (third stage cracking)	pahasti ristiin halkeillut laatta, laatan osat irti toisistaan	-ylikuormitettu loppuunkäytetty laatta -alustan kantavuus huono	-koko päällyste uusittava heti
Porrastus (faulting, stepping)	menosuunnan puoleinen laatta painuu alas ja sauman kohdalle syntyy pykälää	-routiminen -erosioherkkä alusta -saumaterästen puuttuminen	-ajomukavuus huononee, "naputtava" päällyste -laatta viottuu muutenkin
Pumppautuminen (pumping)	veden ja maa-aineksen pursuami- poikkisaumoista raskaan ajoneuvon alla	-erosioherkkä alusta -huono kuivatus -huono alustan kantavuus	-halkeilua ja hama- mastusta laattaan
Laatan keinuminen (slab rocking)	laatan päitten pystysuora liike raskaan ajoneuvon alla	-samat syyt kuin pumppautumisessa	-johtaa porras- tukseen
Rapautumis- reaktio laatasta (D-cracking)	sarja eteneviä hiushalkeamia sauman lähellä	-kiviaineksen ja sementin reaktioista johtuva rapautuminen jota vesi ja jäätyminen nopeuttavat (ei tavattu suomalaisilla kivilajeilla)	-betonin syöpä, joka auttamattomasti tuhoaa laatan
Puristusmurtuma (blow-up)	poikkisauman tuhoutuminen, jolloin laatta nousee sauman kohdalla	-puristusjännitysten keskittyminen -laajennussauman väärä rakenne	-tapahtuu äkillisesti ja katkaisee liikenteen -vaatii ainakin kahden laatan uusimisen kokonaan
Painuma, kohouma	haitallinen pituus- tai poikkikaltevuus-	-rousta tai alustan painuminen	-alentaa ajomukavuutta -laatta halkeilee

KUVA B2-3 a. Betonipäällysteen rakenteelliset vauriot ja niiden syyt /1/



KUVA B2-3 b. Betonipäällysteen tavallisimpia rakenteellisia vaurioita



KUVA B2-3 c. Halkeileva betonipäällyste

B 22 VAURIOKARTOITUS

Betonipäällysteen vaurioiden toistuva kartoittaminen on tärkeää monista syistä:

- 1) päällysteen kunnan ja vaurioiden etenemisen seuraamiseksi,
- 2) välittömien tai vuosittaisen korjausten suunnittelemiseksi,
- 3) laajempien kunnostushankkeiden ajankohdan ennakoimiseksi ja kunnostustoimenpiteiden suunnittelemiseksi,
- 4) kun toistuvaa kartoitusta tehdään kaikilla betonipäällysteillä, saadaan aineistoa sekä suunnittelu- ja rakentamiseksi että kunnossapitomenetelmien kehittämiseksi.

Vauriokartoitus perustuu sekä silmämääräiseen tarkasteluun että mittauksiin. Päällyste tutkitaan laatta laatalta ja tulokset kirjataan esimerkiksi kuvan B2-4 tapaiselle lomakkeelle. Kartoitus toistetaan vuosittain tai määräajoin. Kartoituksessa nimetään vaurion laatu, mitataan sen laajuus sekä arvioidaan vaurion syy ja vakavuusaste. Vaurioiden laajuus mitataan mittanauhalla, laatan taipumat esimerkiksi Benkelman-palkilla ja tasaisuus tasaisuusmittarilla. Vauriokartoitusta varten on useissa maissa annettu täsmälliset ohjeet /9,12/, joihin sisältyy ohjeita esimerkiksi mitaustavoista, vakavuusasteen määrittelystä tai piirustusmerkinnöistä.

B 23 KORJAUS- JA KUNNOSTUSMENETELMÄT

Betonipäällysteiden vaurioiden korjaaminen on yleensä laiminlyöty kaikkialla, vaikka tavallisimmille vaurioille, kuten halkeamille, saumavaurioille ja pintapurkautumille on ollut olemassa ohjeita yhtä kauan kuin betonipäällysteitä on rakennettu. Laiminlyöntiin on muun ohella

antanut aiheutta korjaamisen käsityövaltaisuus ja hitaus. Kun korjaustoimenpiteet laiminlyötiin ei ammattitaito kehittynyt eikä menetelmiä kehitetty. Vasta 1970-luvulla - liikenteen vaatimustason noustessa ja kunnostettavien päällysteiden määrän lisääntyessä - alettiin korjausmenetelmiä kehittää ajanmukaiselle tasolle. Niinpä 1980-luvun puoliväliin mennessä on useimmissa betonipäällysteitä käyttävissä maissa julkaistu yksityiskohtaisia ohjeita erityyppisten vaurioitten korjaamisesta /1,2,3,4,8,10,11/. Menetelmät on testattu käytännössä ja lisääntyvässä määrin alkaa olla myös kokemuksia korjausten kestävyyydestä. Koska olosuhteet vaihtelevat maittain on menetelmien yksityiskohtaiset työselitykset jatkossakin laadittava kunkin maan omien kenttäkokemusten pohjalta. Tässä yhteydessä kuvataan ulko- ja sisämaiden käsikirjojen esittämiä tavallisimpia korjausmenetelmiä yleispiirteisesti pohjaksi omalle suomalaiselle kehitys- ja testaustoiminnalle.

B 231 Saumakorjaukset

Kun saumamassa on irronnut betonista niin, että vesi pääsee saumaan, tai kun saumamassaa on liikaa tai liian vähän, on sauma korjattava (kuva B2-5). Korjaaminen suoritetaan mieluiten keväällä tai syksyllä sään ollessa lämmin ja kuiva.

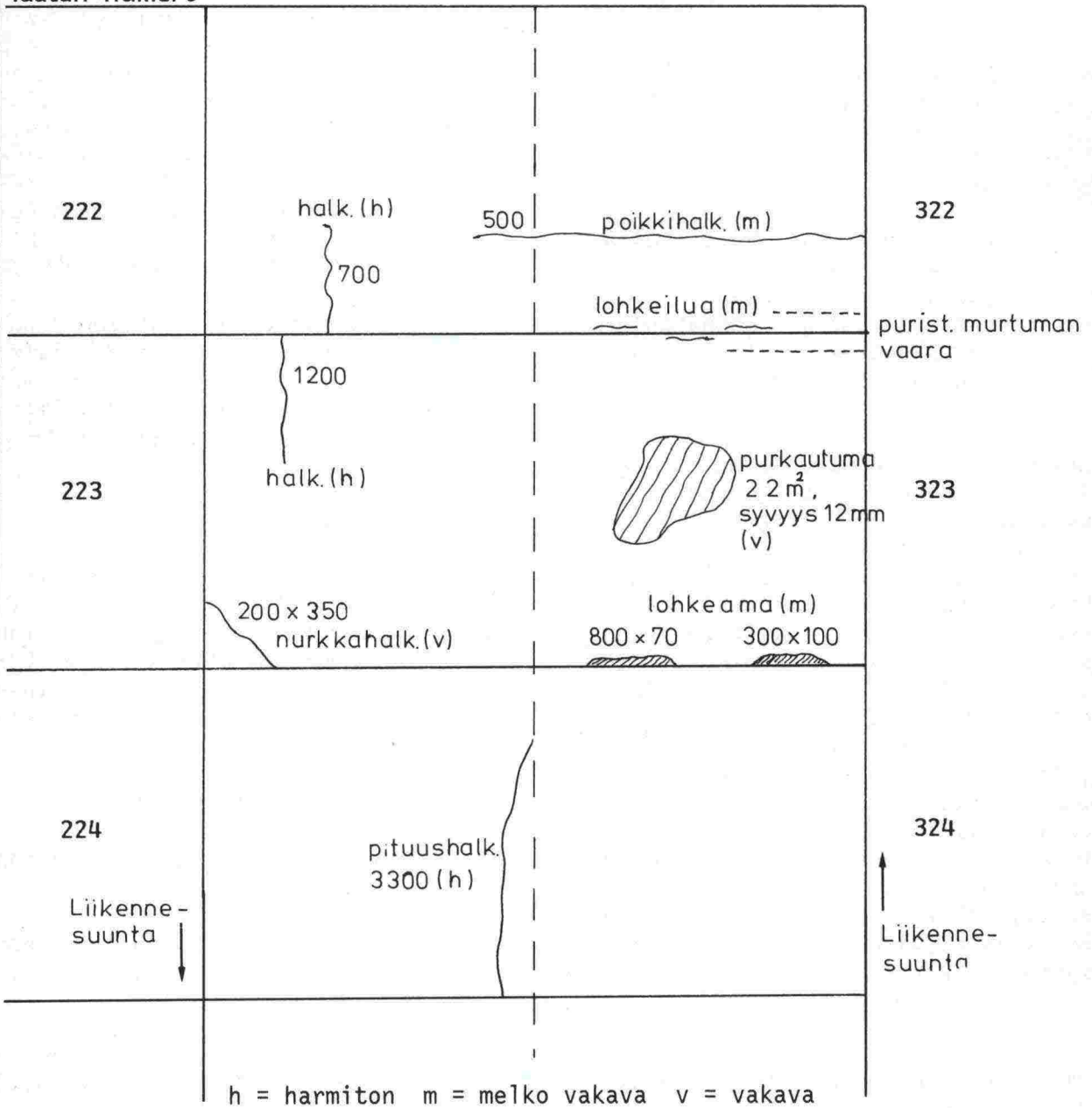
Korjauksen työvaiheet ovat:

- saumamassan ja saumanauhan poistaminen
- saumaraon puhdistaminen hiekkapuhalluksella tai uunitasahauksella
- saumaraon puhdistaminen paineilmalla välittömästi ennen täyttöä
- uuden saumanauhan asentaminen
- saumaraon reunojen käsittely tartuntaa lisäävällä esikäsitteilyaineella

Tie, tieosa mt 333, Repo-Rahikka
 Paaluväli km 42 / 325-340

Päivämäärä 16.6.1988
 Ajankohta ap.
 Säätila 18°C (sateen jälkeen)
 Liikennemäärä 9700 (KVL-87)

Paalulukema/
 laatan numero



KUVA B2-4. Esimerkkilomake
 vauriokartoituksen suoritta-
 miseksi /1/

- uuden saumamassan kaataminen tai asentaminen saumaan.

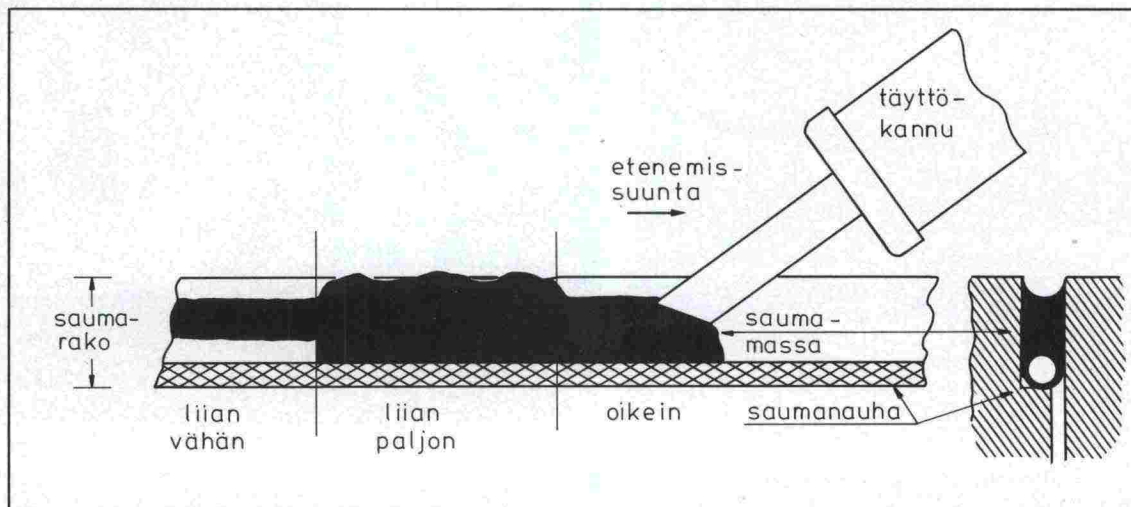
Kuumaa saumamassaa tulisi käsitellä päällysteeseen tukeutuvaa asennuslaitetta käyttäen niin, että sauma täyttyy tasaisesti ja kerralla oikeaan täyttöasteeseen, kuva B2-6, eikä saumaan jää ilmakuplia.

Suomessa on yleensä käytetty kuumana käsiteltäviä kumibitumisaumamassoja. Kylmänä käsiteltävistä Silicon-massoista on saatu hyviä kokemuksia mm. Yhdysvalloissa. Kaksikomponenttiset muovimassat vaativat suurta asennustarkkuutta ja vakio-olosuhteita, mikä vaikeuttaa niiden käyttöä vaihtelevissa kenttäolosuhteissa. Valmiiden kumiprofiilien hinta on korkea ja käyttökokemukset vaihtelevia, joten niiden käytöstä on yleensä luovuttu kylmillä alueilla.

Saumakorjaus on ulotettava samalla kertaa koko laatan leveydelle. Sauman korjaaminen vain massaa lisäämällä ei varmista sauman tiiviyyttä, minkä vuoksi sauma on aina korjattava kokonaan edellä esitettyjä työtapoja noudattaen. Koska saumamassat joka tapauksessa vanhenevat, olisi kaikki saumat uusittava määräajoin, usein suositellaan viiden vuoden uusimisvälejä.



KUVA B2-5. Ylipursuava liikuntasäuma



KUVA B2-6. Sauman täyttö /1/

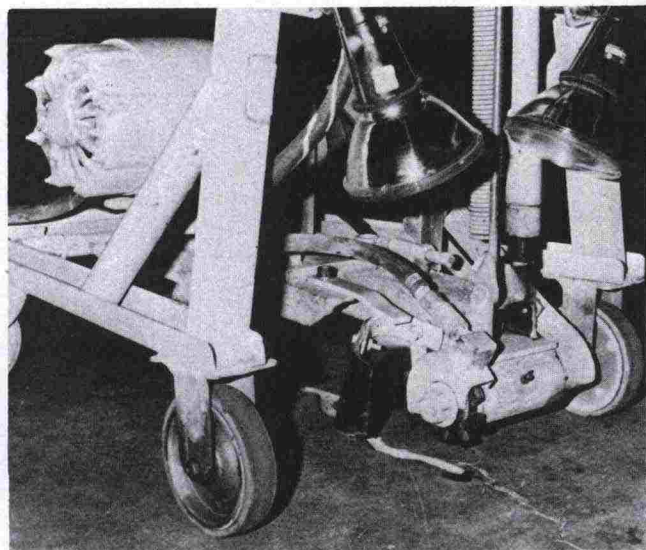
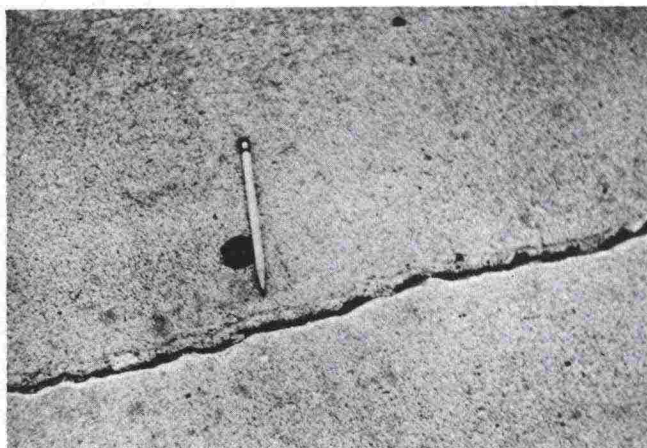
B 232 Halkeamakorjaukset

Alle 0,5 mm levyiset hiushalkeamat laattassa eivät heikennä kuormansiirtokykyä laatan osalta toiselle, eivätkä läpäise merkittävästi pintavettä. Tällaisia halkeamia ei korjata lainkaan. 0,5 - 1,5 mm levyiset halkeamat tiivistetään pintavesien pääsylvältä jäljempänä esitetyllä tavalla. Jos halkeaman leveys on yli 1,5 mm, on kuormansiirtokyky menetetty ja laatta tai sen osa on uusittava kokonaan. Tämän ryhmittelyn mukaiset halkeamaleveydet tulisi mitata päällysteestä talvella.

Keskikokoiset halkeamat (0,5 - 1,5 mm) tiivistetään kovertamalla niiden kohdalle ura, kuva B2-7 joka täytetään samaan tapaan kuin sahattu sauma. Kovertamiseen on käytettävä laitetta, joka pystyy seuraamaan mutkittelevaa halkeamaa, muussa tapauksessa korjaus ei täytä tarkoitustaan. Koverruksen jälkeen ura puhdistetaan, siihen asennetaan pyöreä asbestinauha ja ura täytetään sopivaksi katsotulla saumamassalla.

Usein täyttö tehdään myös ilman saumanauhaa. Halkeamissa käytetään joskus vaaleita massoja, jottei laatan yhtenäinen ulkonäkö huonontuisi. Kuva B2-8 esittää edellä kuvatulla tavalla korjattua halkeamaa, jossa tosin on jo uusia vaurioita.

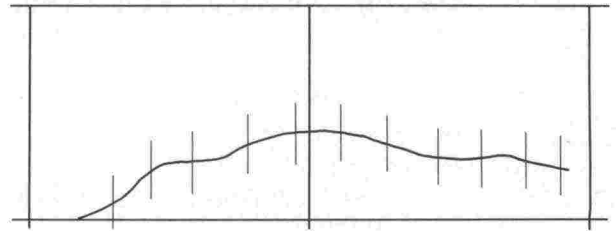
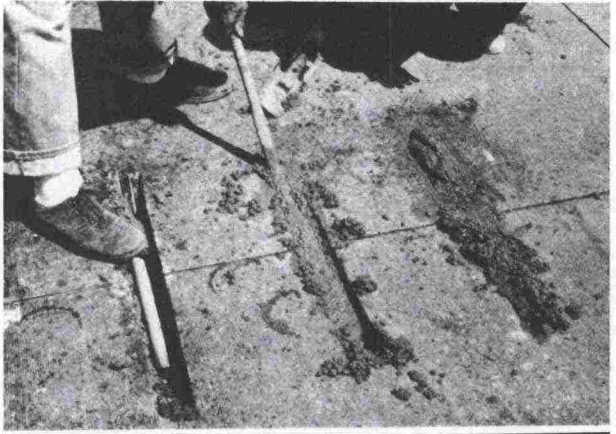
Vakavalaatuiset halkeamat (> 1,5 mm) korjataan kohdan B 234 mukaisesti täyssyvällä laatan osan vaihdolla. Yksittäinen halkeama voidaan korjata myös asentamalla siihen saumateräkset kuormansiirtokyvyn palauttamiseksi, kuva B2-9. Käytössä on myös halkeaman kohdalle porattuihin reikiin asennettavia teräksisiä lukituslaitteita.



KUVA B2-7 Halkeamien korjaaminen
kovertamalla /21/



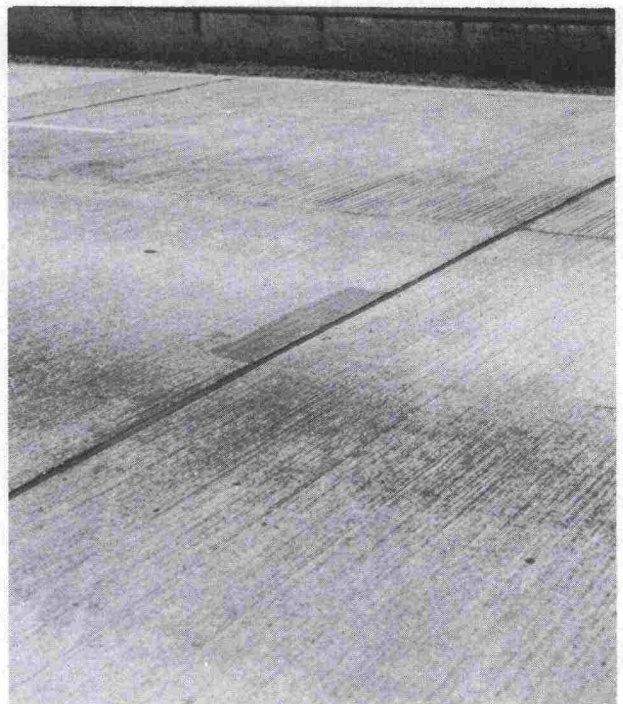
KUVA B2-8. Korjattu villi sauma, lohkeamia laattassa (Tanska 1988)



KUVA B2-9. Pahaan halkeamaan voidaan asentaa teräkset kuorman siirtokyvyn palauttamiseksi /11/



KUVA B2-10. Paikattavan kohdan piikkaus käynnissä /1/



KUVA B2-11. Hyvin onnistunut paikkaus /1/

B 233 Paikkaukset

Paikkauksella tarkoitetaan tässä yhteydessä laatan reunan lohkeaman tai muun paikallisen pintavaurion korjaamista poistamalla osa päällystepaksuudesta vauriokohdasta ja korvaamalla se uudella massalla. Paikkauksen suorituksessa on seuraavat työvaiheet:

- merkitään vauriokohdan ympärille suorakaiteen muotoinen paikattava alue siten, että paikka tulee joka puolella terveeseen betoniin vähintään 50 mm. Paikan minimikoko on 150x150 mm².
- sahataan paikan reunoille aloitusraot
- piikataan tai jyrsitään betonimassa vaurion kohdalta terveeseen betoniin saakka, kuva B2-10. Paikan minimipaksuus on 10 mm. Jos paikasta tulisi yli 10 cm (yli 40 % laatan paksuudesta) paksuinen, on korjaustapaa muutettava ja tehtävä kohdan B 234 mukainen täyssyvä korjaus.
- puhdistetaan paikattava betoni paineilmalla.
- kastellaan paikattava kohta huolellisesti, jos paikkaus tehdään betonimassalla. Jos paikkaus tehdään epoksi- tai latex-massalla, suoritetaan pintakäsittely kuivaan pintaan.
- levitetään paikkausmassa n. 20 % ylitäytöllä, tärytetään huolellisesti, viimeistellään pinta ja suojataan kuivumiselta.
- jos paikkaus tehdään sauman vieressä, käytetään saumassa tilapäistä täytettä, joka poistetaan massan kovettumisen jälkeen ja saumarako täytetään normaaliin tapaan.

Kuvassa B2-11 on esimerkki hyvin onnistuneesta paikkauksesta.

Paikkausmassana käytetään enintään 30 mm paikkauksissa sementtilaastia (1 osa sementtiä, 3 osaa hiekkaa, w/c = 0,45), yli 30 mm paikkauksissa betonia, jonka maksimiraekoko on 10 mm (1 osa sementtiä, 2 osaa hiekkaa, 2 osaa D 2...10 mm, w/c = 0,45). Paikan kestävyyttä voidaan lisätä korvaamalla osa vedestä lateksilla (n. 9 kg lateksia/50 kg sementtiä). Nopeasti kovettuva ja luja paikka saadaan aikaan kaksikomponenttimuoveilla, kuten epoksilla. Epoksimassalla (10 osaa hiekkaa, 1 osa epoksia) voidaan tehdä vain pieniä paikkoja, koska betonin ja epoksin lämpölaajeneminen on erilaista eikä suuri paikka pysy luotettavasti kiinni betonissa. Korkeasta hinnastaan huolimatta epoksia käytetään yleisesti pienten saumalohkeamien korjaukseen, koska tarvittava suojausaika on lyhyt (3 tuntia). Sementtipohjaiset paikkausmassat ovat halvempia, mutta vaativat pitemmän vrk suojausajan. Tilapäiseksi paikkausmassaksi sopii myös asfaltti varsin hyvin. Myös asfalttia käytettäessä on vauriokohta puhdistettava hyvin, jotta paikasta tulee siisti ja kestävä.

B 234 Täyssyvät korjaukset (= laatan osien tai laattojen vaihdot)

Laatta tai laatan osa voidaan joutua uusimaan kokonaan esimerkiksi, jos laatasta on pahoja yksittäisiä halkeamia tai kun laatta on tuhoutunut sauman kohdalta puristumurtuman takia (blow-up). Täyssyvän korjauksen tärkeimpiä työvaiheita ovat:

- merkitään uusittava kohta seuraavia periaatteita noudattaen. Poikkisuuntainen korjaus tehdään koko kais-tan levyisenä ja vähintään 1 m pituisena. Jäljelle jäävän vanhan laatan osan pituus on oltava vähintään 1,5 m. Myös pituussuuntaisen vaurion korjaus tehdään täysille laatan pituuksille vähintään 1,0 m levyisenä.

Täyssyvä korjaus voidaan tehdä myös laatan kulmassa, jolloin korjauksen sivun pituus voi olla 0,5-1,0 m. Mikäli edellä olevat reunaehdot eivät täyty, merkitään koko laatta uusittavaksi.

- sahataan uusittava laatan osa irti joka puoleltaan n. 20 mm leveällä timanttisauhauksella. Leveä sahaus on tarpeen, jotta laatan osa saadaan nostettua pois reunojen murtumatta.

- nostetaan vanha laatan osa pois nosturilla varoen rikkomasta jäljelle jääviä laatan reunoja ja varoen alustan häiriintymistä.

- porataan saumateräkset vaakasuoraan (kuva B2-12, kuva B2-13) uusiin poikkisaumoihin.

- juotetaan saumateräkset epoksilla vanhaan laattaan, sivellään uuteen laattaan jäävät terästen päät bitumilla.

- puhdistetaan betonipinnat paineilmalla, asennetaan tilapäiset saumatäytteet ja valmistetaan alusta.

- suoritetaan uuden laatan osan valu tavanomaisesti huolehtien hyvästä tiivistyksestä, jälkihoidosta ja tasaisuudesta.

- poistetaan tilapäiset saumatäytteet, käsitellään ja viimeistellään uudet saumat tavanomaisten kutistumisaumojen tapaan.

Täyssyvä korjaus voidaan ottaa liikenteelle, kun betonin lujuus on vähintään 30 MN/m². Nesteytettyä betonia käytettäessä tämä tapahtuu n. vuorokauden kuluttua valusta. Lisäaineitten avulla voidaan lujittumista tarvittaessa nopeuttaa edelleen niin, että korjattu kohta voidaan ottaa liikenteelle muutaman tunnin kuluttua valusta (fast track). Täyssyvät korjaukset tehdään keväällä 10-20°C lämpötiloissa, jolloin päällysteissä ei ole helteiden aiheuttamia puristusjännityksiä.

B 235 Laattojen alapuolinen injektointi

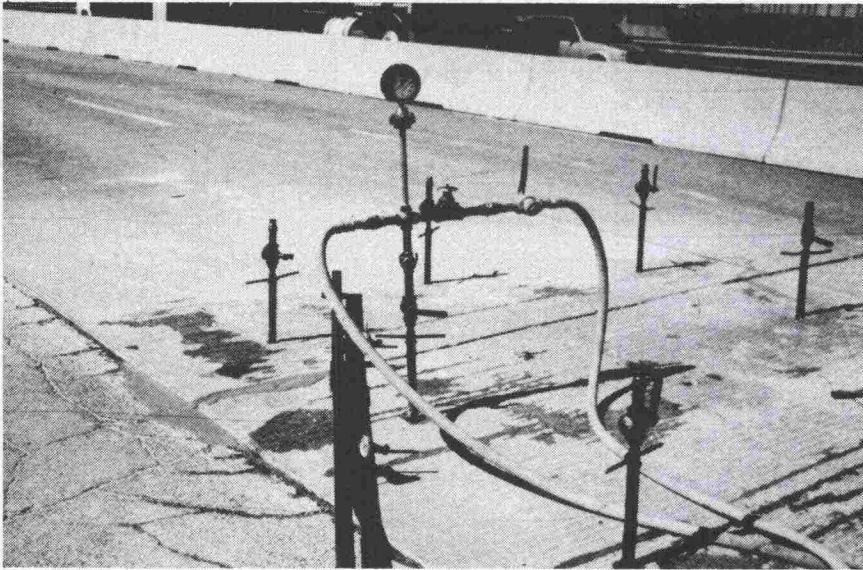
Kun vauriokartoituksessa mitataan laattojen taipumia liikennekuorman alla, saadaan paikannettua ne poikkisaumat, joissa on suuri taipuma (slab rocking > 3 mm) ja siten laatan halkeilun tai porrastuksen vaara. Tällaiset laatat voidaan lujittaa injektoimalla sementtilaastia laatan alle jo ennen kuin laatta on vaurioitunut (kuva B2-14). Injektoitavalle laatan osalle porataan laattaan reikiä n. 1 m x 1 m ruutuun, suutinkappaleet lukitaan paineenkestävästi päällysteeseen, laatan alusta kuivataan puhaltamalla paineilmaa suuttimien läpi, injektointi suoritetaan sementtilaastilla, jonka notkeus ja raekoko riippuu mm. laatan alla olevan tyhjätilan suuruudesta. Pumppaus on lopetettava heti, kun laastin menekki vähenee, jottei paine nosta laattoja epätoivotulla tavalla. Injektoinnin jälkeen paikataan reiät ja tie voidaan ottaa liikenteelle, kun työn aikana tehdyistä näytekappaleista saadaan 5 MN/m² lujuus eli muutaman tunnin kuluttua. Jos käytetään muovilaasteja, voidaan liikenne aloittaa jo tunnin kuluttua injektoinnin suorittamisesta.



KUVA B2-12. Täyssyvä korjaus:
saumaterästen poraus käynnissä
/1/



KUVA B2-13. Täyssyvä korjaus:
saumateräket asennettu, alusta
tiivistetty, valu nesteytettyllä
betonilla voi alkaa /4/

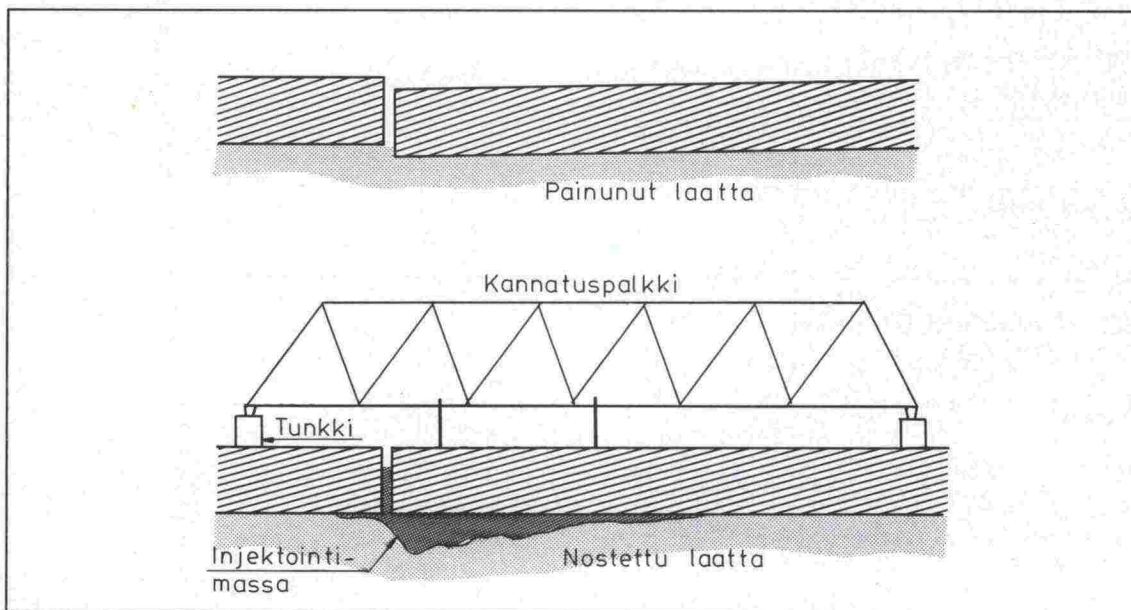


KUVA B2-14. Keinuvan laatan
injektointi alapuolelta
käynnissä /17/

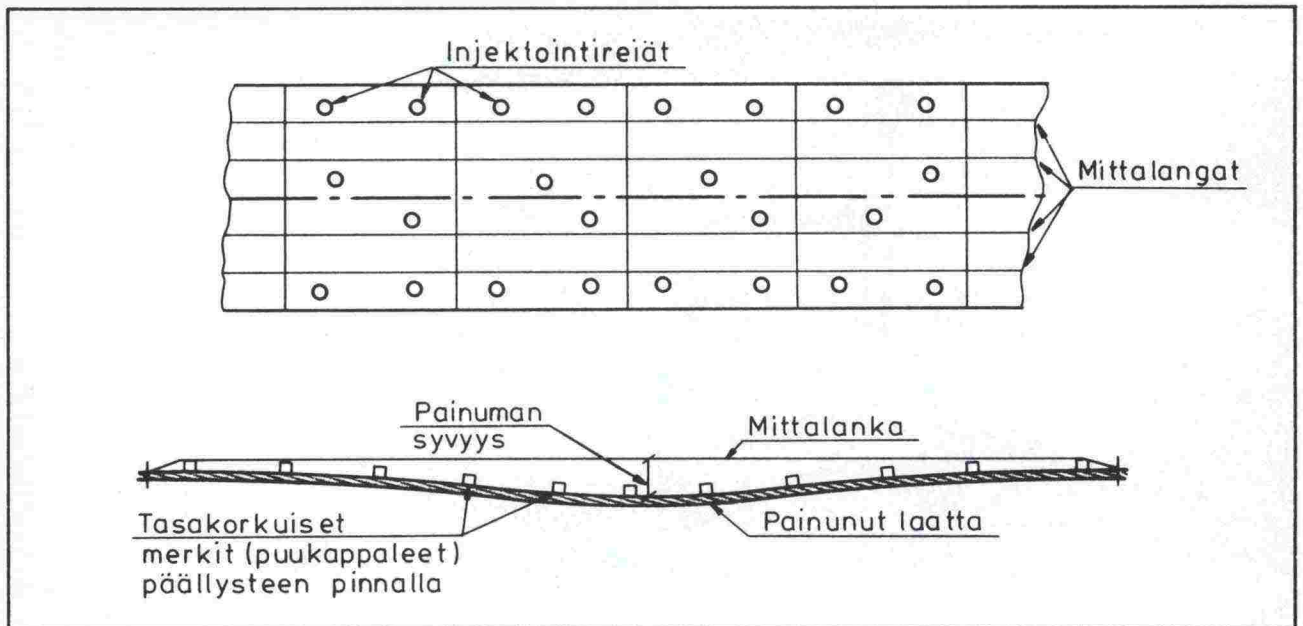
B 236 Laattojen nosto

Syystä tai toisesta painunut laatta tai laattaryhmä voidaan erikoisjärjestelyin nostaa takaisin oikeaan tasoon. Nosto voi tapahtua periaatteessa kahdella tavalla. Nostettavan laatan yli voidaan asentaa ristikkopalkit (kuva B2-15) ja nosto tapahtuu tunkkien avulla tarkasti oikeaan toivottuun tasoon, minkä jälkeen suoritetaan alustan injektointi laatan ollessa tunkkien varassa. Toinen tapa on porata painuneeseen laattaryhmään injektointireikiä (kuva B2-

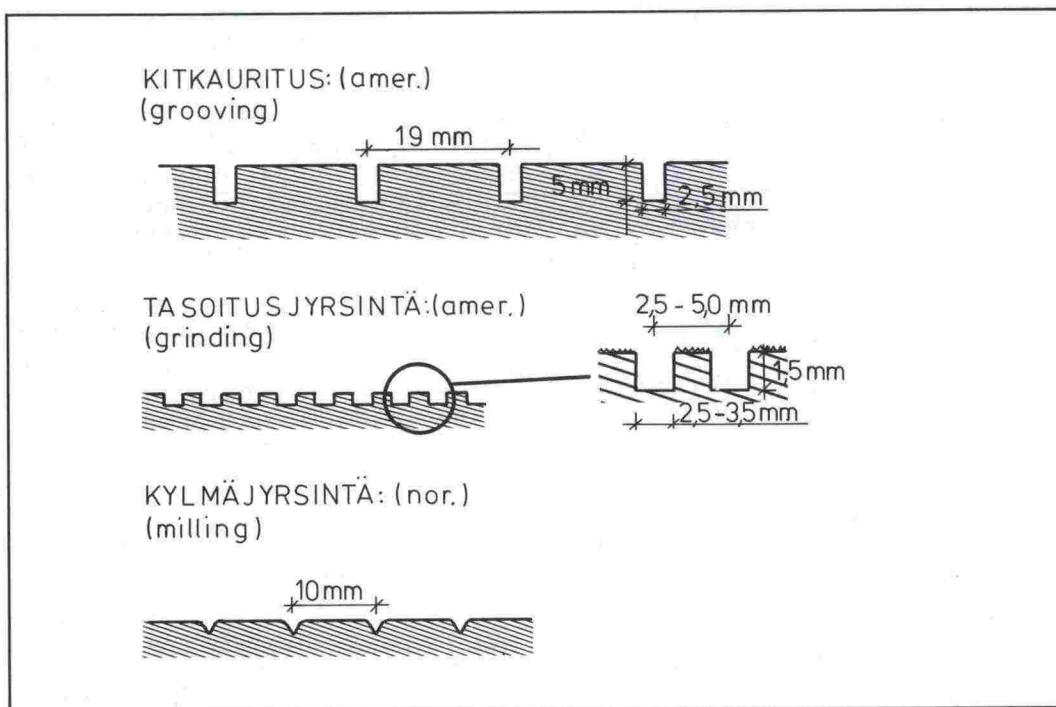
16) ja suorittaa nosto kokonaan laatan alle puristuvan laastin paineella. Tässä menetelmässä ei tarvita injektointikaluston lisäksi muita erikoisvälineitä ja nousun suuruuttakin voidaan kuvan mukaisesti valvoa yksinkertaisten mittalankojen avulla. Tämä menetelmä sopii suurehkojenkin painumien korjaukseen, mutta nosto on suoritettava hyvin hitaasti ja järjestelmällisesti, jottei laattoihin tule halkeamia. Injektiolaastin on oltava karkeampiraakeista ja vähemmän juoksevaa kuin edellisen kohdan injektoinnissa.



KUVA B2-15. Laatan nosto
kannatuspalkkien avulla /11/



KUVA B2-16. Laatan nosto
painuman kohdalla /11/



KUVA B2-17. Tyypillisiä urituksia
erilaisissa jyräntämenetelmissä
/10/

B 237 Jyrsintä

Jyrsiminen on usein edullinen menetelmä betonipäälysteen kunnostamiseksi. Jyrsintää tehdään periaatteessa kolmella tavalla:/10/

1) Kitkauritus (grooving)

Liukkaaksi kuluneeseen päälysteeseen jyrsitään poikittaisia (joskus myös pitkittäisiä) uria kitkan parantamiseksi. Urat jyrsitään timanttisauhauksena esimerkiksi 19 mm välein (kuva B2-17). Jos tarkoituksena on parantaa vain tienpinnan kuivastusta, voidaan uria jyrsiä harvempan, mutta silloin ne ovat syvempiä. (kts. kuva B5-15) Urien jyrsiminen toteutetaan aina rajoitettuna paikallisena toimenpiteenä.

2. Tasoitusjyrsintä (grinding)

Tienpinnan epätasaisuudet poistetaan timanttisauhauksella. Suurta tiehölää muistuttavassa erikoiskoneessa (kuva B2-18) on kahdella akselilla vierä vieressä timanttilaikkoja, jotka sahaavat päälysteeseen tiheästi uria. Urien väliin jäävä betoni murtuu ja se kerätään samalla pois tieltä. Kun kitkaurituksen tavoitteena on parantaa kitkaa, tasoitusjyrsinnän tavoitteena on poistaa massaa ja saada aikaan tasainen tienpinta. Päälysteeseen jää lievä pituussuuntainen uritus (kuva B2-17). Tasoitusjyrsintä ei vaurioita saumoja.

Kun tasoitusjyrsintää käytetään esimerkiksi rakentamisen takuukorjauksissa tasaisuuden parantamiseksi, jyrsitään vain liian korkealle jääneet kohdat. Kun tasoitusjyrsinnällä kunnostetaan vanhaa päälystettä, käsitellään päälyste koko leveydeltään. Usein tasoitusjyrsintä toteutetaan kunnostushankkeen viimeisenä vaiheena, kun ensin on paikallisesti korjattu päälysteen muut vauriot edellisten kohtien mukaisesti.

Timanttijyrsintää on Yhdysvalloissa käytetty vuodesta 1965 lähtien betonipäälysteiden tasaisuuden korjauksiin. Menetelmästä on kehittynyt luotettava rutiinimenetelmä, jolla saavutetaan ja ylitetäänkin uuden päälysteen tasaisuusarvot (kuva B2-19 a, b).

3) Kylmäjyrsintä (milling)

Sekä asfaltti- että betonipäälysteiden kunnostuksessa käytetään yleisesti kylmäjyrsintää vanhan päälystemassan poistamiseen. Jyrsintä tapahtuu kovametallikärkien avulla, jotka kiinnitetään jyrsintarummun kehälle, kuva B2-20 a, b. Asfalttia ja betonia jyrsittäessä käytetään erilaisia kärkiä, muuten työ tapahtuu samalla tavalla. Alunperin betonipäälysteen kylmäjyrsintä on tarkoitettu vanhan päälysteen puhdistamiseen tai ohentamiseen ennen sidotun uuden betonipäälysteen tekoa. Yhdysvalloissa kielletään edelleen kylmäjyrsinnän käyttö, jos jyrsitty pinta jää liikenteelle, koska kylmäjyrsinnän katsotaan vahingoittavan betonipäälysteen saumoja sekä lisäävän haitallisessa määrin renkaiden kulumista ja melua.

Norjassa sen sijaan on jo vuodesta 1978 kokeiltu ja sovellettu uusimpia kylmäjyrsintämenetelmiä betonipäälysteiden tasoitusjyrsintään /54/. Norjalaisen kokemuksen mukaan 10 mm teräväli ja pieni nopeus vaikuttaa vähemmän saumoihin ja antaa matalamman urituksen kuin suurempien teräväliden käyttö tai suurempi nopeus (kuva B2-17). Norjassa on kehitetty myös jyrsintäkoneita ja sovellettu kylmäjyrsintää rutiininomaisesti nastarengasliikenteessä urautuneen betonipäälysteen tasoittamiseen.



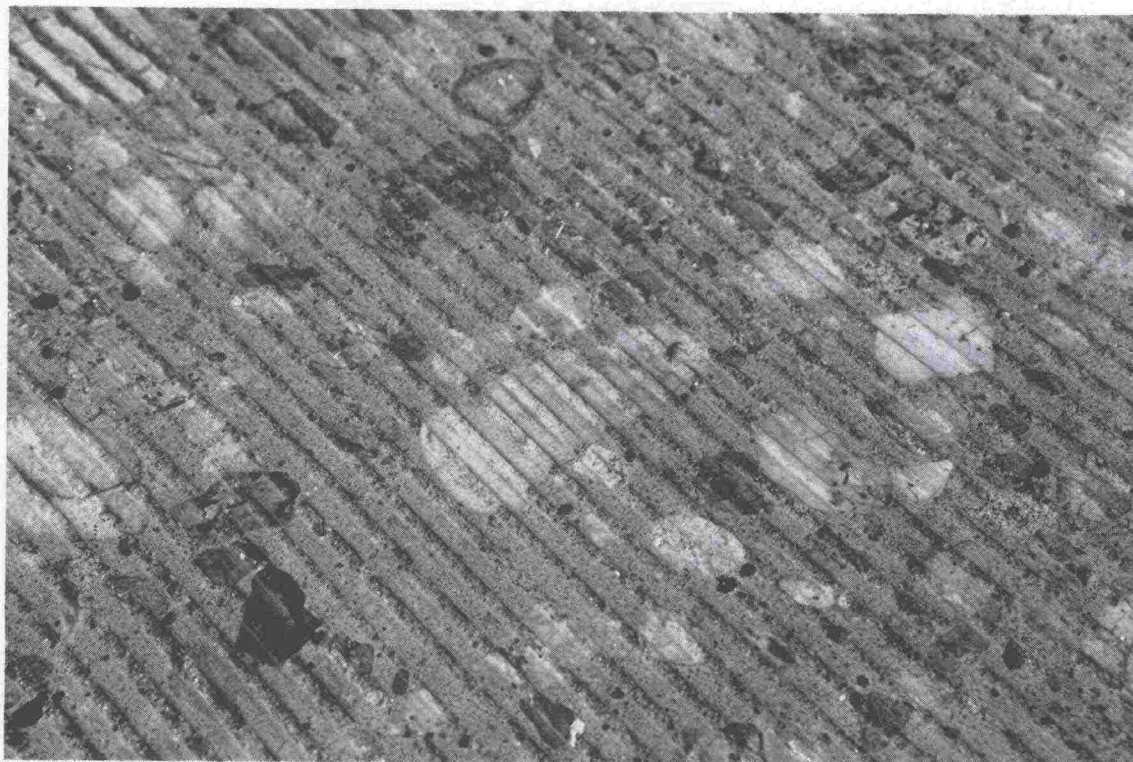
KUVA 2-18 a. Timanttijyrsinkone työssä; timanttilaikat kahdella akselilla koneen takaosassa /6/



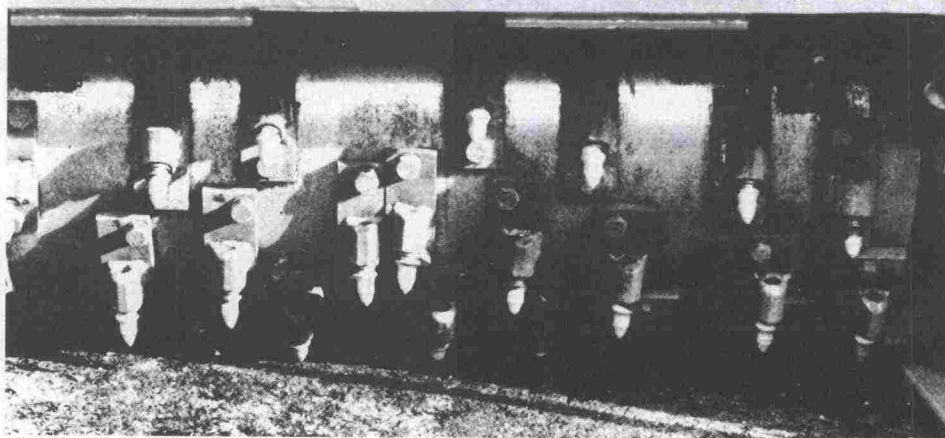
KUVA B2-18 b. Lähikuva timanttilaikoista
/6/



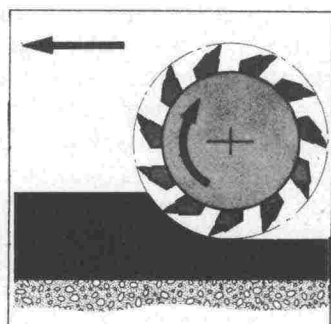
KUVA B2-19 a. Timanttijyrsimällä
kunnostettu betonipäällyste Alaba-
massa Yhdysvalloissa



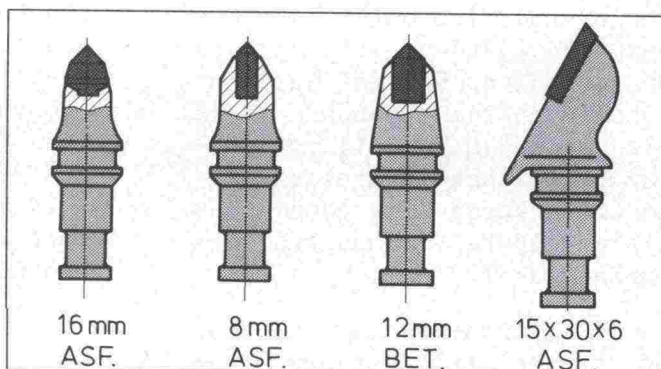
KUVA B2-19 b. Yksityiskohta timanttijyrsitystä betonipäällysteestä



jyrsintärumpu



jyrsintäsuunta



16mm
ASF.

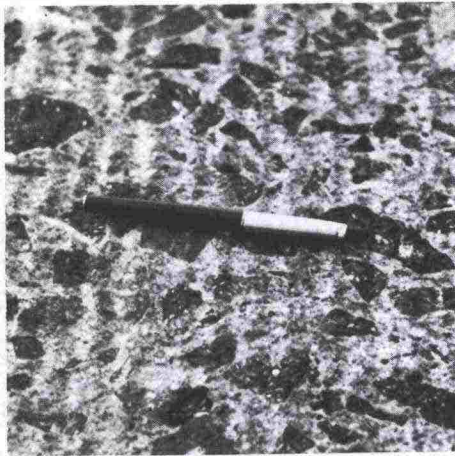
8mm
ASF.

12mm
BET.

15x30x6
ASF.

kovametallikärjet (Wirtgen)

KUVA B2-20 a. Jyrsintärumpu ja kovametallikärjet kylmäjyrsinnässä (Wirtgen)



KUVA B2-20 b. Jyrsintäkone ja kylmäjyrsinnän jälki betonipäällysteessä (Wirtgen)

B 238 Pintakäsittelyt ja ohuet massapintaukset

Paitsi jyrsimällä voidaan kitkaa, tasaisuutta ja pinnan homogeenisuutta parantaa erilaisilla pintakäsittelyillä tai pintauksilla. Pintakäsittelyn tarkoituksena voi olla

- päällystebetonin pintaosan kyllästäminen (impregnointi)
- pinnan vesitiiviyyden parantaminen
- kitkaa parantavan sirotteen liimaaminen pintaan.

Pintakäsittelyaine ruiskutetaan usein yhtenäisesti koko tielle, mutta voidaan yhtä hyvin tehdä paikallisesti esimerkiksi halkeaman tai harvan tiepinnan kohdalle. Pintakäsittelyaineena käytetään muovi- tai öljypohjaisia, helposti juoksevia aineita, joiden annostus ja työtekniikka on hyvin ainekohtaista. Onnistuminen edellyttää, että alusta on puhdas ja kuiva. Kitkaa parantavia sirotepintauksia tehdään sekä epokseilla että bitumeilla. Epokseista on tässä tarkoituksessa paljon luovuttu, koska sirotteen kuluessa pois päällyste voi muuttua entistä liukkaammaksi.

Ohuella massapintauksella voidaan tiivistää harva kohta, korjata paikallinen epätasaisuus tai saada koko päällysteelle uusi, tasainen kulumuspinta. Paikallisessa korjauksessa

alusta jyrsitään tai piikataan puhtaaksi ja puhdistetaan paineilmalla. Massa levitetään käsityövälinein ja viimeistellään päällystepinnan tasoon (kuva B2-21). Massana käytetään sementti- tai epoksilaastia. Sementtilaastia käytettäessä on laastikeroksen paksuuden myös reunoilla oltava vähintään 10 mm, epoksilaastilla voidaan tehdä myös 'nollauksia'. Epoksilaastilla saadaan kestäviä, tiiviitä pintoja, mutta työ vaatii erittäin kuivia olosuhteita ja huolellista työtä. Epoksilla tehtävä massapinta ei saisi olla suurempi kuin 1 m x 1 m, muuten halkeilu ja irtoamisvaara lisääntyy.

Koko päällysteen pinnan kattava massapinta tehdään kylmäjyrsitylle betonipinnalle. Jos massana käytetään betonia (teräskuitujen kanssa tai ilman niitä), on pintauksen minimipaksuus 35-50 mm, muovilisäaineita tai asfalttia käytettäessä päästään 20 mm minimipaksuuteen. Tällaisten erittäin ohuitten pintausten rakentamiseen tunnetaan suurta mielenkiintoa kaikkialla. Työt ovat toistaiseksi olleet kokeilu- luonteisia ja kokemukset vaihtelevia - ja usein myös hinta korkea. Kuvas- sa B2-22 esitetään itävaltalainen tutkimustulos massapintausten suhteittamisesta. Sidottuihin massapintauksiin viitataan myös kohdissa B 24 ja B 271.



KUVA B2-21. Ohut epoksimassapinta-
avonaisen päällystepinnan korjaus-
menetelmänä /45/

Sideaine	sementti	sementti + akryylimuovi
Minimipaksuus	35 mm	20 mm
Kiviaines		
- hieno runkoaines	45 % 0-4 mm	38 % 0-2 mm
- karkea "	55 % 8-12 mm	62 % 4-8 mm
Portland-sementti	455 kg/m ³	540 kg/m ³
Akryylimuoviliuos	-	100 kg/m ³
Lisähuokostin	0,1 % sementin määrästä	0,06 % sementin määrästä
Nesteytin	0,2 % sementin määrästä	0,1 % sementin määrästä
Vesisementtisuhde	0,35	0,35
Kutistuma (48 vrk)	0,08 %	0,05 %
Taivutusvetolujuus (28 vrk)	6,9 MN/m ³	6,0 MN/m ²
Puristuslujuus (28 vrk)	46 MN/m ²	19 MN/m ²

KUVA B2-22. Esimerkkisuhteituksia
ohuisiin massapintauksiin itävalta-
laisen tutkimuksen mukaan /36/

B 239 Muut kunnostusmenetelmät

Edellä kuvatut korjaus- ja kunnostusmenetelmät käsittelevät suoranaisesti päällystelaattaa. Päällysteen ikää voidaan jatkaa myös välillisillä toimenpiteillä kuten esimerkiksi

- rakentamalla vanhaan ajorataa talaattaan sidottu betonipiennar tai
- parantamalla kuivatusta reunasalaojien avulla.

Vanhat betonipäällysteet ovat yleensä vain ajoradan levyisiä, pientareet ovat asfalttipäällysteisiä. Rakentamalla betonipientareet ja sitomalla ne saumatankojen avulla ajorataa talaattaan voidaan vähentää oleellisesti - eräiden laskelmien mukaan 30 % - ajorataaattojen reunajännityksiä. Mikäli raskasta liikennettä on paljon, päällyste on hyvässä kunnossa, mutta mittaukset osoittavat taipumia saumojen kohdalla, on syytä harkita betonipientareiden rakentamista.

Kaikkialla ollaan yhtä mieltä siitä, että huono kuivatus on ollut tärkein yksittäinen ympäristötekijä, joka on syytä vanhojen betonipäällysteiden kunnan heikkenemiseen. Sen sijaan jälkeensä suoritetun reunasalaojituksen tehokkuudesta ollaan vielä eri mieltä. Joka tapauksessa betonipäällysteiden kunnostamishankkeisiin varsin yleisesti liitetään reunasalaojien rakentaminen (katso kuva B4-31). Salaojilla pyritään varmistamaan sadevesien nopea poistuminen ajoradalta ja tien rungosta kaikissa olosuhteissa ja näin estämään veden haitalliset vaikutukset alustan kantavuuteen ja betonipäällysteen kestävyys.

B 24 KULUMAUURIEN KORJAAMINEN

Koska betonipäällysteen korjaaminen on Suomen oloissa tyypillisesti esiin tuleva kunnostamisongelma, käsitellään sitä tässä yhteydessä erikseen.

Betonipäällysteen kulumaurien korjaamisesta on varsin vähän kokemusta. Olemassaolevat betonipäällysteet alkoivat tosin hälyttävästi urautua eri puolilla maailmaa nastarengaskauden alussa. Urakorjausmenetelmien puute oli yksi painava syy päädyttyäessä nastarengaskieltoon monissa maissa. Haitallisesti urautuneet betonipäällysteet peitettiin asfalttikerroksella, mikä riittikin toimenpiteeksi, kun nastoja ei enää ollut. Vain Itävalta ja Norja ovat laajemmin tutkineet ja kokeilleet urakorjausmenetelmiä ja -kustannuksia. Tosin päällysteiden jysintämenetelmät, joita nyt sovelletaan myös urakorjauksiin, ovat olleet käytössä Yhdysvalloissa jo pitkään. Urakorjausmenetelmiä on käytössä periaatteiltaan viittä eri tyyppiä, kuva B2-23:

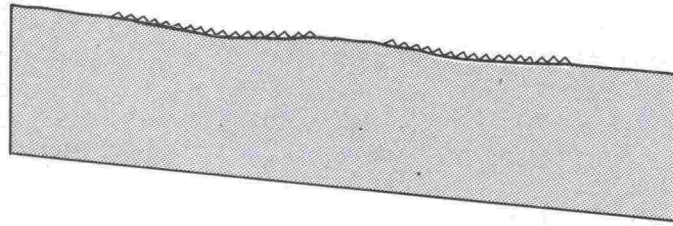
a) Sirotepinta

Alkavaa uranmuodostusta voidaan hidastaa liimaamalla uran kohdalle kulumiskestävyydeltään luja sepelisirote käyttäen liima-aineena bitumia, kumibitumia tai hartseja. Menetelmä on käytössä mm. Ranskassa ja Englannissa liukkaaksi kuluneen uran kunnostamisessa. Norjassa tehdyissä kokeissa menetelmä todettiin liian lyhytikäiseksi raskaan nastarengasliikenteen olosuhteissa.

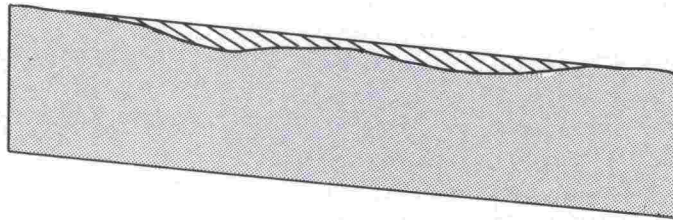
b) Uran täyttö massalla

Uran täyttö esimerkiksi hienorakeisella kumibitumimassalla on käyttökelpoinen menetelmä, jos "värivirhettä" ei pidetä esteenä. Tätä menetelmää on käytetty Itävallassa (kuvat B2-45, B2-46). Korjaustapa on melko lyhytikäinen, jos täyttö tehdään asfaltilla. Kestävyyttä voidaan jossakin määrin parantaa sirotepintaustuksella. Muiden sideaineiden, epoksin, hartsin, rikin käyttöä on kokeiltu, mutta ne osoittautuvat paitsi kalliiksi, myös vaikeiksi toteuttaa. Hyvän tarttuvuuden aikaansaaminen uran reunojen "nollauksessa" vaatii onnistuakseen laboratoriota tarkkuutta eri työvaiheissa. Aina-kaan toistaiseksi menetelmä ei näillä sideaineilla sovi laajamittaiseen käyttöön urapaikkauksessa, sen sijaan paikallisena paikkausmenetelmänä se on käyttökelpoinen.

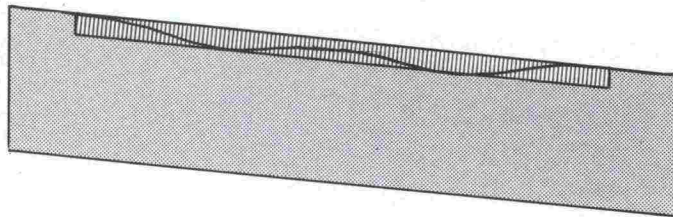
a) Sirotepinta



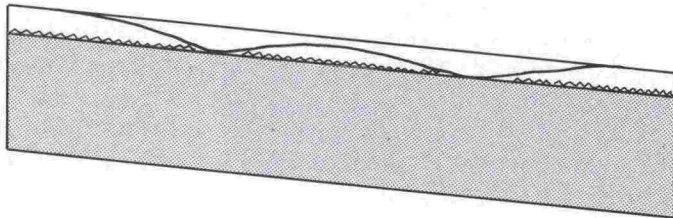
b) Ura täyttö
massalla



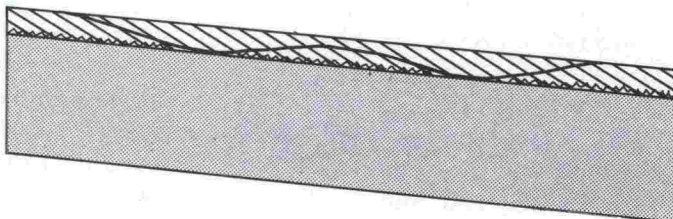
c) Urajyrsintä ja
täyttö betoni-
massalla



d) Tasoitusjyrsintä



e) Jyrsintä ja
massapinta



KUVA B2-23. Betonipäällysteen ura-
korjausmenetelmiä

c) Urajyrsintä ja täyttö beto-
nimassalla

Itävallassa on urakorjauksiin kehitetty menetelmä, jossa uran kohdalle jyrstitään noin 3,5 cm syvyinen kolo, joka painepesun jälkeen täytetään nesteytetyllä betonilla (kuva B2-24) (katso myös kohta B 238). Hyvin suoritettuna tällä menetelmällä on hyvät onnistumisen edellytykset ja se soveltuu hyvin organisoituna myös laajamittaiseen urapaikkaukseen. Norjassa suoritettussa kokeessa menetelmää pidettiin kalliina ja käytännössä hankalana ja liian monivaiheisena. Kokeessa pinnan tasaisuutta ei saatu muun ajoradan veroiseksi; rakenteellisesti työ onnistui ja urakorjaukset kestivät liikennettä tyydyttävästi.

d) Tasoitusjyrsintä

Selvästi kiinnostavin urakorjausmenetelmä on kulumattoman päällysteosan jyrsintä uran pohjan tasoon. Sekä timantti- että kylmäjyrsinnän menetelmät ja kalusto on kehitetty tarkoiksi ja tehokkaiksi Yhdysvalloissa; soveltaminen urien tasaamiseen on viimeaikaisen kehitystyön tulosta lähinnä norjalaisen kokemuksen pohjalta. Norjassa tehtiin ensimmäiset laajemmat jyrsintäkokeet 1979 ja 1980 valtiolla E18 Tonsbergissa tanskalaisella kylmäjyrsintäkalustolla. Sittenkin Norjassa kehitettiin oma tiehöylään kiinnitettävä jyrsin, jolla jyrsittiin mm. siltapäällysteitä. Kokemusten rohkaisemina tieviranomaiset toteuttivat vuonna 1982 4 km:n pituisen tasoitusjyrsinnän (Mossevegen) erittäin hyvin tuloksin. Tähän jyrsintään käytettiin kahta suurta amerikkalaista ja saksalaista kylmäjyrsintä, jotka sittemmin hankittiin Norjaan. Hyvien kokemustensa pohjalta norjalaiset pitävät tasoitusjyrsintää rutiinimenetelmänä, joka ratkaisee kulumaurien kunnostukseen tähän asti liittyneet tekniset ongelmat.

Suomessa tasoitusjyrsintää on kehitetty v. 1983 Kehä III:n betonitieosuudella, joka oli rakennettu 1970. Kalustona oli 23 tonnin painoinen kone (Roconeco Ingersoll Rand MW-6520 XP), jonka jyrsintärummun työ-

leveys on 2,0 m. Betonin jyrsintäsyvyys oli keskimäärin 14 mm ja jyrsintää suoritettiin kaikkiaan 840 m². Myös tämä suomalainen koe onnistui hyvin ja opetti paljon sekä työn suorituksesta että menetelmän käyttökelpoisuudesta.

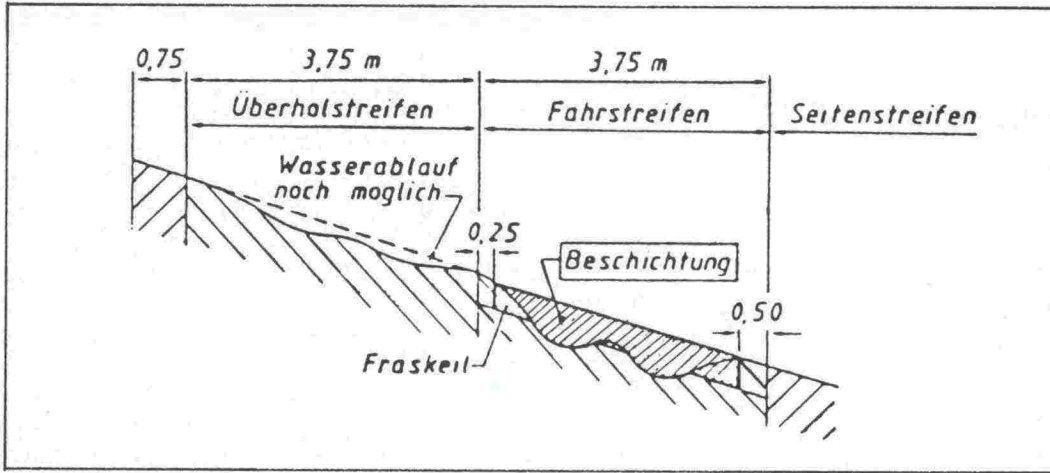
e) Tasoitusjyrsintä ja massapinta

Massapintauksen tekeminen jyrsitylle pinnalle saattaa olla aiheellista esimerkiksi seuraavista syistä:

- timanttijyrsintä ei ole käytettävissä eikä kylmäjyrsinnän tulos ole tyydyttävä.
- jyrsitty laatta on niin ohut, ettei se enää kestä toistuvia liikennekuormia.
- halutaan saada erikoisluja pinta (teräskuidut, epoksi yms.)

Massapintausta toteutetaan kohdan B 238 periaatteita noudattaen. Menetelmää on jossain määrin käytetty siltapäällysteiden kunnostamisessa. Pelkästään urakulumien korjaamiseksi menetelmä on kohtuuttoman kallis, mutta jos korjauksella on myös muita tavoitteita, se voi tulla kysymykseen.

Edellä esitetyistä kunnostusmenetelmistä tasoitusjyrsintää on pidettävä pisimmälle kehitettynä ja laajamittaiseen käyttöön sopivimpana. Huolellisessa päällystelaatan mitoituksessa kuluminen otetaan huomioon lisäpaksuutena laatan mitoituksessa. Kun näin menetellään, voidaan jyrsinnät suorittaa laatan rakenteellisen kestävyuden vaarantumatta.



KUVA B2-24. Urakorjaus betoni-
massalla itävaltalaisen tutki-
muksen mukaan /36/

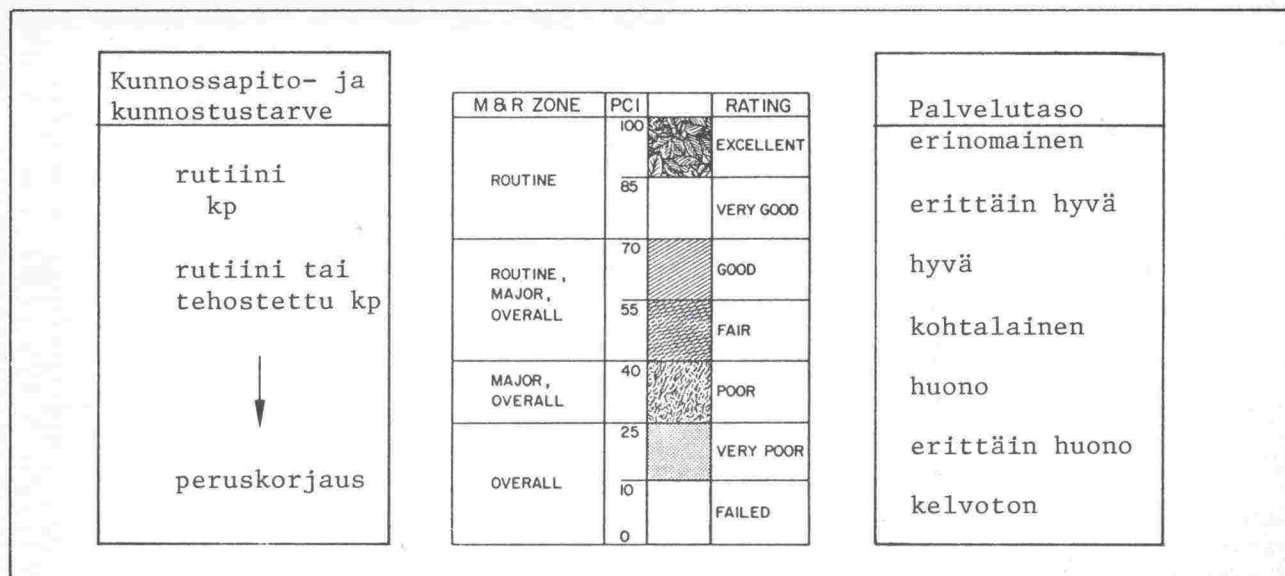
B 25 KORJAUS- JA KUNNOSTUS-
TOIMENPITEIDEN SUUNNITTELU

B 251 Toimenpiteiden valinta ja
ajoitus

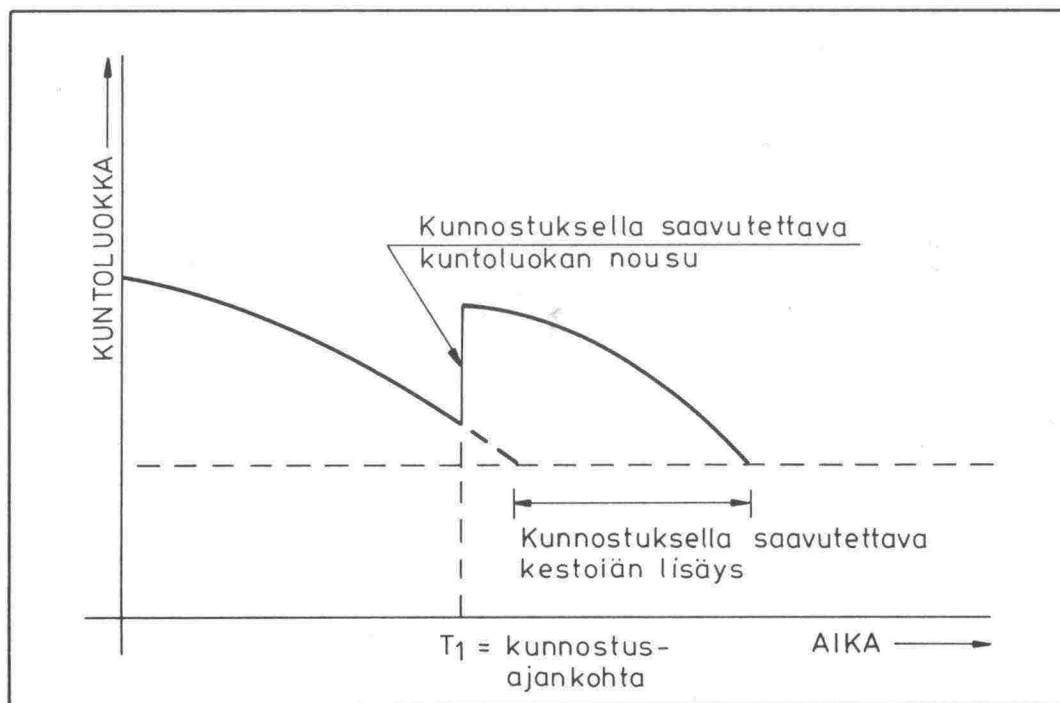
Edellä on esitetty betonipäällysteen korjaus- ja kunnostusmenetelmiä yleisesti kohdistamatta niitä erityisesti kuvissa B2-1, B2-2 ja B2-3 nimettyjen vauriotyypin korjaamiseen. Korjaustyön suunnittelija valitsee menetelmistä tai niiden yhdistelmistä kulloinkin esillä olevaan tapaukseen sopivat menetelmät.

Paitsi itse toimenpiteestä on suunnittelun yhteydessä päätettävä, milloin korjaamiseen tai kunnostamiseen ryhdytään. Toistuva ja systemaattinen vauriokartoitus on tässä hyvä apuväline. Silmämääräinen arvio paljastaa nopeita toimenpiteitä vaativat uudet vauriot ja kerättyjen tietojen vertaaminen aikaisempiin mittauksiin paljastaa sen, miten eri vauriot pahenevat tai pysyvät muuttumattomina. Toistuvan kartoituksen perusteella voidaan kuntoa seurata niin, että vältytään laiminlyönneiltä, mutta myös ylityönneiltä, tarpeettoman järeisiin toimenpiteisiin ryhtymiseltä. Päätöksenteon avuksi on käytettävissä valmiita kuvauksia vaurioiden vaikeusasteesta ja erilaisista hälytysrajoista. Hyvä mittari on myös tien tasaisuus ja palvelutaso. Kuva B2-25 esittää palvelutasoindeksin ja kunnostustarpeen keskinäistä riippuvuutta amerikkalaisen tutkimuksen mukaan. /25/

Käytännössä saumojen lohkeamat ja halkeamat otetaan vuosikunnossapidon piiriin, urakuluma ja saumojen uusiminen hoidetaan määrävuosina ja laajempaan kunnostamiseen varaudutaan vasta päällysteelle arvioidun käyttöiän (20-30 v.) lopussa.



KUVA B2-25. Palvelutasoindeksin ja kunnostustarpeen riippuvuus amerikkalaisen tutkimuksen mukaan /25/



KUVA B2-26. Kunnostustoimenpiteillä saavutettava kestoajan lisäys /15/

B 252 Toimenpiteiden kannattavuus

Edellä olevan perusteella voidaan päätellä, että teknisesti luotettava korjausmenetelmä on löydettävissä lähes kaikille esiin tuleville vaurioille. Mutta ennakkosuunnittelussa on myös arvioitava, kuinka järeisiin toimenpiteisiin kannattaa ryhtyä. Kunnostustoimenpiteen kannattavuuden määrittelee paitsi se, kuinka paljon kunnostaminen maksaa, myös se kuinka paljon kunnostaminen lisää päällysteen käyttöikää (kuva B2-26). Yksittäisen korjaustoimenpiteen kohdalla kysytään korjauksen kestoikää.

Kestoikää tarkasteltaessa olisi erotettava yksittäisen toimenpiteen kestoikä ja se koko päällysteen kestoiän lisäys, joka kunnostamisella saadaan aikaan. Molempien arvioiminen on tärkeää - mutta vaikeaa - ja edellyttää hyviä toteutumatietoja ja laajaa kokemusta. Kuvaan B2-27 on kerätty eri lähteistä muutamille kunnostustoimenpiteille ominaisia kestoajoja. Kuva B2-28 esittää amerikkalaista arviota laajan kunnostusoperaation vaikutuksesta päällysteen kestoikään.

KUNNOSTUSTOIMENPIDE	EDELITYKSET	ARVIOITU KESTOIKÄ (v)
- Täyssyvä korjaus	terve laatta	yli 10 v.
- Paikkaus	terve laatta	5 - 10 v.
- Alapuolinen injektointi	hyvä kuivatus, hyväkuntoiset saumat	4 - 8 v.
- Kuormansiirtokyvyn palauttaminen uusien saumaterästen avulla	hyvä kuivatus, hyväkuntoiset saumat	3 - 7 v.
- Betonipientareen rakentaminen reunajännitysten vähentämiseksi	injektoinnit, paikkaukset tarvittaessa	10 - 20 v.
- Jyrsintä	injektoinnit, paikkaukset tehty; kuivatus, saumat kunnossa	5 - 15 v.
- Saumamassojen uusiminen	kumibitumi silikoni	4 - 6 v. 8 - 15 v.

KUVA B2-27. Yksittäisten kunnostustoimenpiteiden kestoikäarvioita amerikkalaisen tutkimuksen mukaan /15/

RASKASLIIKENNE (ajon/kaista/vrk)	SADEMÄÄRÄ (mm/v)	ARVIOITU KESTO- IÄN LISÄYS
1. < 1500	< 500	15 - 20 v.
2. > 1500	< 500	10 - 15 v.
3. < 1500	> 500	10 - 15 v.
4. > 1500	> 500	5 - 10 v.

KUVA B2-28. Täysimittaisella kunnostusprojektilla saavutettava kestoiän lisäys amerikkalaisen tutkimuksen mukaan /15/. (Huom. Suomen olosuhteita vastaa ryhmä 3)

Investointikustannukset on arvioitava toimenpide toimenpiteeltä paikallisen hintatiedon pohjalta. Kuvassa B2-29 esitetään eräitä ulkomaisia yksikköhintoja. Ne ovat edustavia vain asianomaisen maan olosuhteissa, mutta antavat kuvan korjaus- ja kunnostuskustannusten suuruusluokasta.

Kun investointikustannukset ja kes-toiän lisäykset on arvioitu, voidaan laskea kunnostamisesta aiheutuva vuosikustannus ja käyttää sitä tun-nuslukuna verrattaessa erilaisten kunnostusstrategioiden kannattavuutta. (Kuva B1-23)

KUNNOSTUSTOIMENPITEIDEN YKSIKKÖHINTOJA, (Minnesota, USA, 1984, /29 /)

Poikkisauman uusiminen (puhdistus, sahaus, täyttö)	16,00 mk/m (1\$ = 4,35 mk)
Halkeaman korjaaminen (kaivertaminen, täyttö)	19,00 "
Pituussauman uusiminen (puhdistus, sahaus, täyttö)	11,50 "
Paikkaus (piikkaus, puhdistus, täyttö)	90,00 "
Täyssyvä korjaus (pieni)	100,00 "
Täyssyvä korjaus (laaja)	195,00 "
Saumateräksen asennus	34,00 mk/kpl
Uuden sauman sahaaminen	15,50 mk/m
Päällysteen uusiminen (vanhan poisto, alustan kunnostus, uuden rakentaminen)	275,00 mk/m ²
Sidottu laatta vanhan päälle, 7,5 cm (mukaanlukien halkeama- korjaukset)	119,00 mk/m ² (Dakota 1985)

KUNNOSTUSTOIMENPITEIDEN YKSIKKÖHINTOJA, (Norja, 1983, /55 /)

Kylmäjyrsintä (syv. 30 mm)	13,00 mk/m ² (hinta nousee 3,50 mk/m ² jokaista 10 mm lisäsyvyyttä kohti)
-------------------------------	--

KUNNOSTUSTOIMENPITEIDEN YKSIKKÖHINTOJA; (USA, 1981, /32 /)

Polymerbetoni (epoksimassa paikkauksiin)	min. 1300 mk/m ³ aina 10000 mk/m ³ saakka
---	--

KUVA B2-29. Kunnostustoimenpiteiden yksikköhintoja (huom. hinnat riippuvat paikallisesta hintatasosta, joten nämä antavat vain suuruusluokkatiedon)

B 26 VAURIOIDEN ENNALTAEHKÄISY

Päällysteen vaurioituminen johtaa lopulta väistämättä uusimiseen tai järeään kunnostamiseen. Vaikka betonipäällysteen kestoikä on pitkä, on uusinvestointikynnys niin korkea, että on houkuttelevaa ja usein kannattavaakin pyrkiä aina vaan lisäämään kestoikää ja siten lykkäämään suurempia investointeja. Tämä pyrkimys voidaan toteuttaa analysoimalla päällysteen suunnittelua, rakentamista ja kunnossapitoa, sillä pitkä kestoikä syntyy tai ei synny, riippuen näiden työvaiheiden päätöksistä.

1) Suunnittelun keinot

Vanhon päällysteiden vauriot ja ennen kaikkea vaurioiden syyt antavat hyvää tietoa uusien päällysteiden suunnittelulle. Yhdysvalloissa äskettäin tehty laaja päällysteiden kuntotutkimus (COPES/9/) antaa tilastollistakin edustavuutta seuraaville johtopäätöksille:

- laatan paksuuden lisääminen vähentää halkeilua, porrastumista ja pumppautumista ja hidastaa palvelutason (PSI) alentumista.
- laattojen lyhentäminen vähentää porrastumista, saumavaurioita ja halkeilua sekä hidastaa palvelutason laskua.
- saumaterästen käyttö ja terästen paksuuden lisääminen vähentää porrastumista, parantaa palvelutasoa.
- sidottu alusta (jakava kerros) vähentää porrastumista ja halkeilua
- tehostettu kuivatus vähentää pumppautumista ja palvelutason laskua.
- hyvä saumatäyte (joka estää vieraitten aineiden kertymisen saumaan) vähentää lohkeilua laattojen päissä, vähentää halkeilua.

Nämä ovat tuttuja avaintekijöitä betonipäällysteen suunnittelussa. Amerikkalainen tutkimus vain vahvistaa ja tarkentaa käsitystä pitkäaikaiskestävyydelle tärkeistä tekijöistä. On siten ilmeistä, että rakennuskustannuksissa tinkiminen (laatan paksuus, saumateräkset, saumamassat yms.) on kohtalokasta päällysteen pitkäaikaiskestävyydelle, vaikka se näennäisesti parantaisikin betonipäällysteen kilpailukykyä. Toisaalta uhraamalla rakenteeseen tavallista enemmän, voidaan kestoikää niin hallettaessa nostaa merkittävästi.

2) Rakentamisen keinot

Rakennustyön laatutaso vaikuttaa suuresti päällysteen vaurioitumisnopeuteen. Rakentamisvirheet ovat perimmäisenä syynä valtaosalle päällystevaurioista. Pitkäaikaiskestävyyden kannalta merkittäviä virheitä ovat muun muassa: kts. myös kohta B 154)

- saumaterästen väärä asento
- epähomogeeninen massa
- myöhästynyt saumojen sahaus
- huono suojaus sitomisaikana
- väärät materiaalivalinnat (lujuudeltaan heikko tai reagoiva kiviaines)
- yms. syyt

Rakentamistyön onnistumista ei siten mitata vain päällysteen tasaisuutena, vaan erityisesti myös pieninä kunnossapitokustannuksina ja pitkänä kestoikänä.

3) Kunnossapidon keinot

Vuosikunnossapidon merkitystä vaurioiden ennaltaehkäisyssä on viime vuosina korostettu kaikkialla. Tieviranomaiset katuvat yleisesti sitä, että edellisen sukupolven betonipäällysteet on jätetty vaille kunnossapitoa ja vaurioituminen on saanut jatkua liian pitkälle. Vuosikunnossapidolla ei yleensä voida estää vaurioiden syntymistä, mutta sen avulla voidaan tehokkaasti hidastaa vaurioiden pahenemista ja siten ylläpitää rakenteellista kestävyyttä ja hyvää palvelutasoa mahdollisimman pitkään. Jatkuvan kunnossapidon strategia on viisas taloudenpito myös betonipäällysteiden ylläpidossa.

B 27 BETONIPÄÄLLYSTEEN UUSIMINEN

Betonipäällysteen taloudellinen käyttöikä päättyy aikanaan ja kunnostuksesta on siirryttävä päällysteen uudelleenrakentamiseen. Koska vanha päällyste pyritään uudelleenrakentamisen yhteydessä käyttämään hyväksi mahdollisimman suurella jäännösarvolla, on kunnostamisen ja uusimisen raja joskus horjuva. Tässä yhteydessä rajana pidetään sitä jatketaanko toimenpiteellä vanhan päällysteen kestoikää vai onko tuloksena kestävyydeltään uuden veroinen betonipäällyste. Tässä raportinosassa on keskitytty korjaamisen ja kunnostamisen ongelmiin. Seuraavassa käydään kuitenkin lyhyesti läpi tavallisimpien uudelleenrakentamismenetelmien tunnuspiirteitä.

B 271 Vanhaan laattaan sidotut betonipäällysteet

Jos betonipäällyste on hyvässä kunnossa, mutta paksuudeltaan alimitoitettu todelliselle raskaan liikenteen määrälle, voidaan paksuutta lisätä valamalla uusi ohut laatta vanhan pinnalle ja sitomalla laatat yhteen (bonded overlay, kuva B2-30. Vanhan laatan pinta jyrsitään ja puhdistetaan ja sille levitetään sementtilaasti juuri ennen uuden päällystelaatan valua. Uutta laattaa ei raudoiteta (ei saumateräksiä); saumat sahataan läpi uuden laatan vanhan laatan saumojen kohdalle. Laatan paksuus on yleensä alle 10 cm. Luotettava sidonta laattojen välillä on onnistumisen edellytys.

Jos vanhassa laatussa on enemmän vaurioita kuin edellä ja sen jäljellä oleva käyttöikä olisi lyhyempi, voidaan tehdä edellistä paksumpi laatta ilman jyrseitä (partially or direct bonded overlay), kuva B2-30. Vanhan päällysteen vauriot korjataan huolellisesti, pinta harjataan ja uusi laatta valetaan suoraan vanhan laatan päälle. Laattojen katsotaan toimivan osittain yhdessä, mikä otetaan huomioon paksuusmitoituksessa.

Kuvassa B2-30 on esitetty yhteenveto vanhaan laattaan sidotuista betonipäällysteistä ja niiden soveltuvuudesta.

B 272 Vanhaan laattaan sidottu asfalttipäällyste


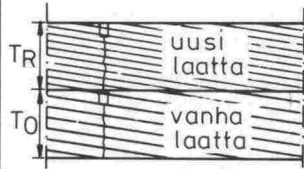

Kun vanha laatta on muuten hyvässä kunnossa, mutta päällyste on menetänyt tasaisuutensa, voidaan se muuttaa asfalttipäällysteiseksi käyttäen ohutta (4-5 cm) asfalttikerrosta. Vanhan päällysteen vauriot korjataan huolellisesti asfalttimassaa. Asfalttipäällysteeseen voidaan rakentaa saumat vanhan laatan saumojen kohdalle tai jättää saumat tekevä ja vähentää heijastushalkeilua levittämällä lujitekangas saumojen kohdalle ennen asfaltointia. Heijastushalkeilua on odotettavissa. Asfalttimassan stabiliteetin on oltava hyvä, sillä jäykän laatan ja raskaan liikenteen välissä ohut asfalttikerros saa suuria puristusjännityksiä ja urautuu helposti.

Vanhan päällysteen uusimismenetelmänä on asfalttipäällysteen käyttö aina eräällä tavalla tilapäisratkaisuna. Alla oleva betonipäällyste vanhenee ja vaurioituu ajan mittaan ja vaatii kunnostustoimenpiteitä tavalisen betonipäällysteen tapaan.

Asfaltilla päällystetty betonilaatta on asianmukaisesti saumattuna myös uuden tien rakennevaihtoehto muun muassa Kanadassa, Yhdysvalloissa /22/ ja Englannissa.

B 273 Erillinen uusi betonipäällyste

Kun vanha päällyste on pahoin halkeillut, sitä ei voida käyttää uuden päällysteen osana tai alustana. Tällöin vanha päällyste vaurioineen jätetään asfaltti- tai muun erottavan kerroksen alle jakavaksi kerrokseksi ja uusi betonipäällyste mitoitetaan täysin itsenäisesti (unbonded overlay). Myös saumat sijoitetaan vapaasti, riippumatta vanhasta päällysteestä, kuva B2-30.

Betonipäällys- teen uusimis- menetelmä	Erillinen uusi betonilaatta (unbonded overlay)	Vanhaan laattaan osittain sidottu uusi betonilaatta (partially bonded overlay)	Vanhaan laattaan sidottu uusi betoni- laatta (bonded overlay)
Periaatepiirros			
<p>Työvaiheet</p> <ul style="list-style-type: none"> - pinnan puhdistus - asf.kerr. levitys - uuden laatan rak. (huom. asf.kerr. voidaan jättää pois, jos vanha laatta rikotaan paikalla tai poistetaan) <p>Saumojen sijoitus Saumojen tyyppi Saumojen heijas- tuminen Raudoitus</p> <p>Laatan mitoitus- periaate (T = uusi laatta samalla alustalle) Laatan paksuus (TR) käytännössä</p>	<ul style="list-style-type: none"> - pinnan puhdistus - öljytahrojen poisto- - uuden laatan rak. <p>vapaa vapaa ei</p> <p>ei tarpeen</p> $TR = \sqrt{T^2 - C \times T_0^2}$ <p>15...30 cm</p>	<ul style="list-style-type: none"> - pinnan puhdistus - öljytahrojen poisto- - uuden laatan rak. <p>sama kuin vanhassa vapaa todennäk.</p> <p>halkeamaraudoitus hyödyllinen $TR = 1,4\sqrt{T^{1,4} - C \times T_0^{1,4}}$</p> <p>12,5...25 cm</p>	<ul style="list-style-type: none"> - pinnan jyrshintä - puhdistus paine- ilmalla - sitovan laastin levitys - uuden laatan rak. <p>sama kuin vanhassa sama kuin vanhassa todennäk.</p> <p>ei käytetä</p> $TR = T - T_0$ <p>3,5...10 cm</p>
<p>Uusimismenetel- mien soveltuvuus vanhan laatan kunnon mukaan:</p> <p>I Rakenteellinen kunto</p> <ul style="list-style-type: none"> - moitteeton (C = 1,0) - keskinkert. (C = 0,75) - huono (C = 0,35) <p>I Pinnan kunto</p> <ul style="list-style-type: none"> - ei pintavau- rioita - rajoitetusti halkeamia ja lohkeilua - paljon pinta- vaurioita 	<p>+</p> <p>+</p> <p>+</p> <p>+</p> <p>+</p>	<p>+</p> <p>+</p> <p>(vain, jos vauriot voidaan korjata)</p> <p>-</p> <p>+</p> <p>+</p> <p>-</p>	<p>+</p> <p>+</p> <p>(vain, jos vauriot voidaan korjata)</p> <p>-</p> <p>+</p> <p>+</p> <p>-</p>

KUVA B2-30. Yhteenvedo betonipäällys-
teen uusimismenetelmistä /5/

Jos välittävää asfalttikerrosta ei haluta käyttää tai vanhan betonipäällysteen käyttäytymistä epäilään, voidaan vanha päällyste rikkoo pienempiin kappaleisiin (1-2 m²) erityisillä juntauskoneilla ja tiivistää kappaleet erittäin raskailla (n. 30 t) jyrillä kiinni alustaansa ('crack and seat'-menetelmä). Tämän jälkeen uusi laatta valetaan ilman välittävää asfalttia. Menetelmä on laajalti käytössä Yhdysvalloissa - myös silloin kun uusi päällyste on asfalttia. Menetelmää on käytetty myös Ruotsin Malmöhuslänin vanhoilla betoniteillä.

B 274 Vanhan päällysteen uusiokäyttö

Kun vanhaa betonipäällystettä ei tarvita kantavuuden parantamiseen tai sitä ei haluta jättää sellaiseen alustaksi, se rikotaan koneellisilla täryvasaroilla, kuormataan pois ja murskataan päällystemateriaaliksi joko uuteen betonipäällysteeseen tai maabetoniin (recycling). Päällysteessä olevat teräset erotellaan joko työmaalla tai murskauslaitoksessa. Amerikkalaisen kokemuksen mukaan murskattu betoni soveltuu täysin uuden betonipäällysteen kiviainekseksi /11/. Hiekan lisäystä suositellaan vain työstettävyyden parantamiseksi. Euroopan maissa vanha betonipäällyste palautetaan yleensä murskattuna työmaalle maabetonialustan raaka-aineksi ja uuteen päällystelaattaan käytetään tavomaisia kiviaineksia.

B 275 Betonia asfaltille

Raskaasti liikennöity asfalttipäällysteinen tie, jonka urautuminen on ongelma, voidaan muuttaa uusimisen yhteydessä betonipäällysteiseksi mitoittamalla itsenäinen betonipäällyste joko suoraan vanhan asfalttipäällysteen päälle (white-topping, overlay) tai jyrsimällä vanhaan asfalttiin tila betonipäällysteelle (white-topping, inlay), kuva B2-31. Toimenpide on kaikilta osin uuden betonipäällysteen rakentamista; vanha asfaltti muodostaa hyvän, kantavan alustan, mutta ei oleellisesti

vähennä betonipäällysteen paksuusmitoitusta. Parhaimmillaan vähennys voi olla 10 %:n luokkaa verrattuna tavanomaiseen uuden päällysteen rakentamiseen. Eri asia on, jos "white-topping" raudoitetaan tai tehdään teräskuitubetonista tai muusta erikoisbetonista. Tällöin paksuutta on vähennetty eräissä kokeissa huomattavastikin. Tällaisten erikoisratkaisujen kestävydestä ja taloudellisuudesta ei ole riittävää varmuutta ainakaan toistaiseksi.

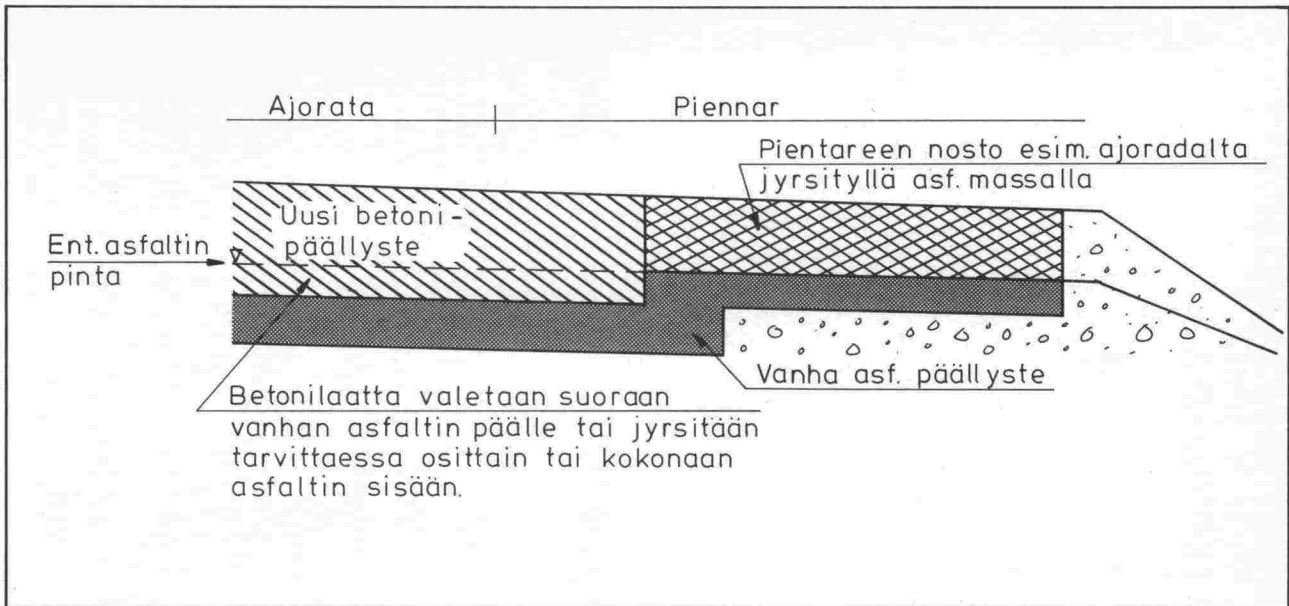
White-topping-ratkaisuja on toteutettu sekä Yhdysvalloissa että Euroopassa ja niitä harkitaan yhä useammin myös Euroopassa suurkaupunkien raskaasti liikennöityjen sisääntuloiteiden ja vastaavien väylien kantavuus- ja stabiliteettiongelmien ratkaisuksi. Sama periaate toteutuu Itävallan moottoriteiden rakentamisessa siten, että moottoritiet ovat ensimmäisessä rakennusvaiheessa asfalttipäällysteisiä, mutta saavat lopulliseksi päällysteekseen betonipäällysteen toisessa rakennusvaiheessa.

B 28 ULKOMAISIA KOKEMUKSIA KORJAUS- JA KUNNOSTUSTOIMENPITEITTEN SUUNNITTELUSTA JA TOTEUTTAMISESTA

B 281 Kokemuksia Yhdysvalloista /6,61,62/

Yhdysvalloissa on arvioitu, että 15000 km (noin 25 %) Interstate-moottoritieverkostosta on välittömän kunnostamisen tarpeessa ja määrä kasvaa jatkuvasti. Pääasiassa 1950- ja 1960-luvuilla rakennettu päätieverkko on alkanut dramaattisesti rappeutua iän ja yli ennusteiden kasvavan liikenteen takia. Noin puolet tästä tieverkosta on betonipäällysteistä. Hätätilaksi luonnehdittu tilanne johti 1970-luvun loppupuolelta lähtien moniin voimakkaisiin toimenpiteisiin liittovaltiotasolla:

- Käynnistettiin ns. 4R-ohjelma (Interstate Resurficing - Restoring - Rehabilitating - Reconstructing). Tavoitteena oli pelastaa Interstate-verkko



KUVA B2-31. Periaatepiirros vanhan asfalttitien kunnostamisesta betoni-päällystettä käyttäen (white-topping)

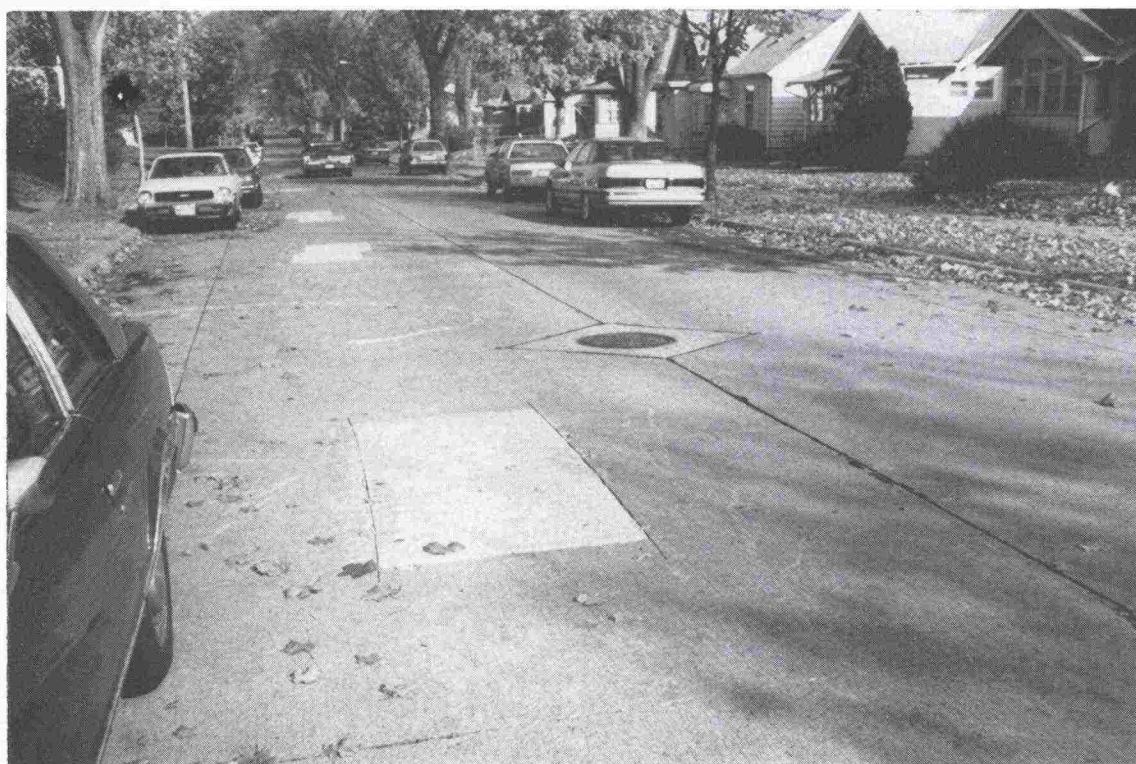
varmistamalla rahoitus ja tekniset edellytykset kunnostamiseen. Tämä ohjelma toimii edelleen eräänlaisena kehyksenä kaikille muillekin ponnisteluille, joita on käynnistetty.

- Liittovaltion rahoitus Interstate-verkon kunnostamiseen on saatu nousemaan nelinkertaiseksi viiden vuoden aikana 1982-87.
- Tieviranomaisten, urakoitsijoiden, koneenvalmistajien ja tutkijoiden yhteistyönä on toteutettu merkittäviä kehitysprojekteja kunnostamistekniikoiden kehittämiseksi.
- Suunniteltiin laaja, ylikansallinen SHRP-tutkimusohjelma (Strategic Highway Research Program) selvittämään tiestön kuntoon ja kestoikään vaikuttavia tekijöitä ja tältä pohjalta parantamaan ohjeita ja tekniikoita. Projekti saatiin käyntiin 5-vuotisena tutkimustyönä 1987. Siihen sisältyy perusteellisia laboratoriotutkimuksia, mutta myös laajoja inventointeja,

ja koeteiden rakentamista kentällä. Työhön osallistuu myös ulkomaisia asiantuntijoita, Suomi on mukana yhteispohjoismaiselta pohjalta.

Koko 4R-operaatio käsittää tietysti sekä asfaltti- että betonitiet. Kun Interstate-verkosta puolet on betoniteitä, on selvää, että betoniteiden kunnostamisongelmat ovat tärkeä osa käynnissä olevaa tutkimus- ja kehitystyötä. 1980-luvulla on jo liittovaltiotasolla julkaistukin yksityiskohtaisia uusia ohjeita betonipäällysteiden kunnostustoimenpiteiden suunnittelemiseksi ja toteuttamiseksi. Samoin monissa osavaltioissa on tienormeihin saatu ajanmukaiset ohjeet betonipäällysteiden kunnostamisesta.

Käytännössä 4R-ohjelman ensimmäinen R (= resurficing) on varsin usein merkinnyt rappeutuneen betonipäällysteen peittämistä ohueella asfalttikerroksella. Toimenpide on ymmärretty tilapäiseksi, mutta niukan rahoituksen takia se on ollut usein ainoa mahdollisuus. Toisaalta Yhdysvalloissa on toteutettu onnistuneesti varsin laajojakin kunnostamishankkeita, joissa betonipäällysteen alkuperäinen palvelutaso on palautettu. Kuvissa B2-32...B2-40 esitetään tuoreita esimerkkejä vaurioista ja kunnostetuista päällysteistä Yhdysvaltojen Interstate-tieverkolta.



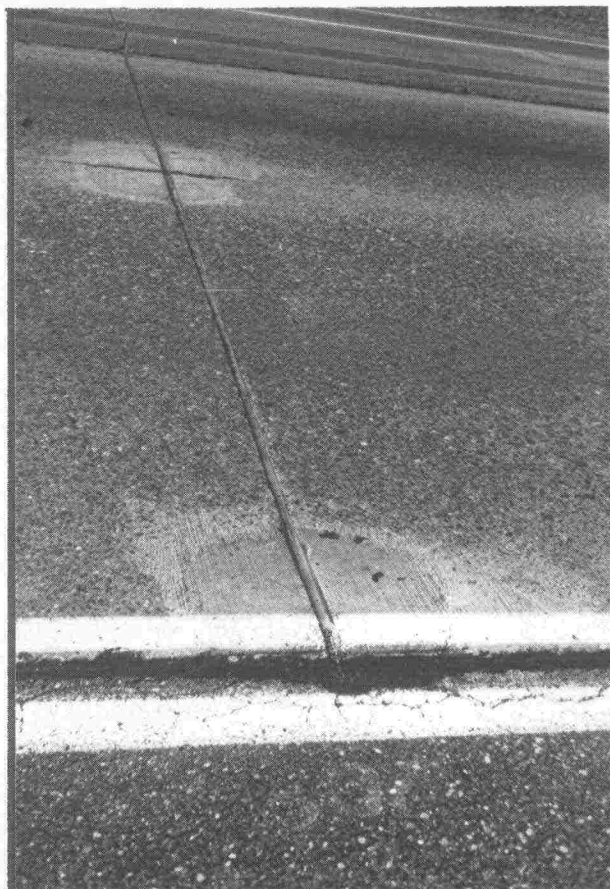
KUVA B2-32. Vanha, betonipäällysteinen asuntokatu Minneapolisissa, kunnostettu täyssyvillä paikkauksilla (valok. JR/1987)



KUVA B2-33. Yksityiskohta paikatusta
katupäällysteestä, Minneapolis



KUVA B2-34. Yli 20 vuotta vanha,
kunnostettu betonipäällyste, State
Highway 169, Minneapolis



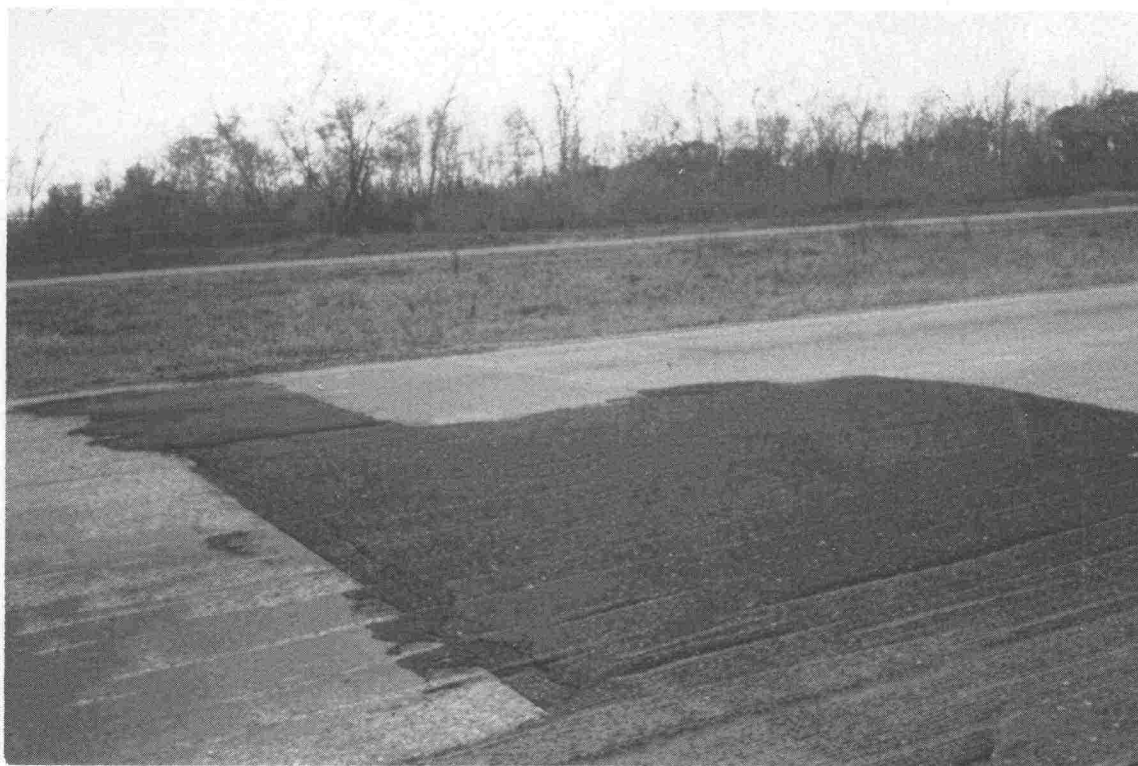
KUVA B2-35. Yksityiskohta onnistuneesta paikkauksesta ja sauman uusimisesta, State Highway 169, Minneapolis



KUVA B2-36. Kulunut, vanha betoni-päällyste, asfaltpiennar, Thruway 87, New York



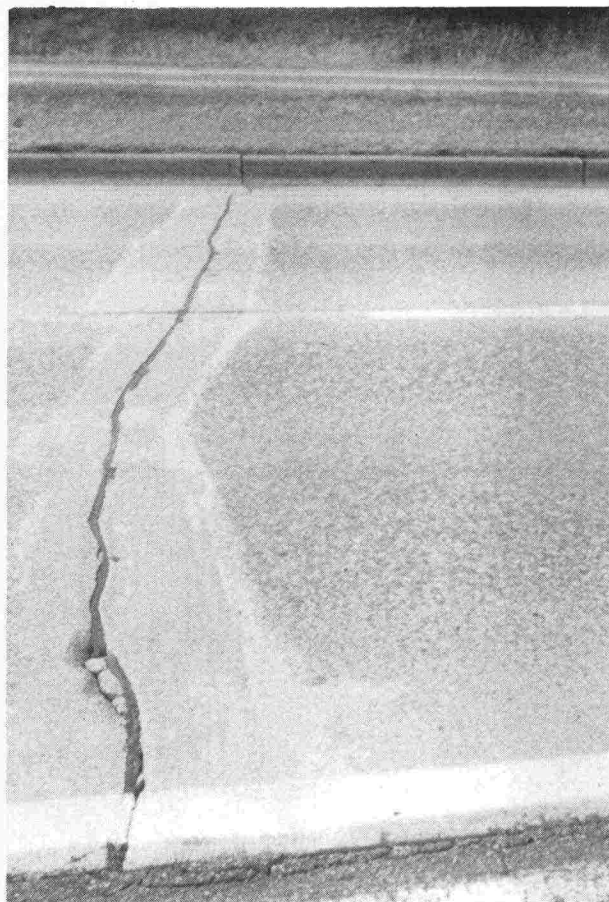
KUVA B2-37. Asfalttipaikkoja betoni-
päällysteessä, Albany, New York



KUVA B2-38. Hyppyri rummun kohdalla,
epäonnistunut, väliaikainen korjaus,
Minnesota



KUVA B2-39. Vaikea rapautusvaurio
(D-cracking) päällysteessä,
Minnesota



KUVA B2-40. Korjattu villi halkeama,
Minnesota

B 282 Kokemuksia Keski-Euroopasta
/63/

Myös Keski-Euroopassa on betonipäällysteillä pitkä historia ja niin olleen kokemuksia vaurioista ja kunnostamisesta. Yleisvaikutelma ei kuitenkaan ole sillä tavoin kriisintuvinen kuin Pohjois-Amerikassa, vaan tilanne on pysynyt paremmin hallinnassa. Ajanmukaisten korjaus- ja kunnostusohjeitten puute on 1970-luvun lopulla noussut esille myös Keski-Euroopassa ja 1980-luvun alkuvuosina on useimmissa betonipäällysteitä käyttävissä maissa julkaistu kunnossapitokäsikirjoja ja suunniteluohjeita. Tämän selvitystyön yhteydessä on tutkittu Englannin (1986, /1/), Länsi-Saksan (1985, /3/), Sveitsin (1985, /4/) sekä Ranskan (Cembureau:n) / Paris (1982, /2/) kunnossapitokäsikirjat. Ohjeita on laadittu yhteistyössä, niinpä ne pääpiirteissään opastavat samanlai-

seen toimenpidekäytäntöön. Kaikissa maissa korostuu jatkuvan kunnossapidon merkitys ja paine suunnitella uudet betonipäällysteet entistä pitkäikäisemmiksi tinkimättä rakenteen mitoituksessa tai yksityiskohdissa.

Itä-Saksassa on käytössä edelleen 1930-luvun betonipäällysteitä päällysteillä (kuva B2-41). Näiden teiden nopeustasoa on täytynyt alentaa saumojen säännöllisen porrastumisen vuoksi, muuten päällystelaatat ovat melko hyvässä kunnossa. Kunnostamista tehdään pahimmilla osuuksilla uudelleenrakentamisena poistamalla vanha päällyste.

Länsi-Saksassa ovat kunnossapitoon liittyvät korjausmenetelmät yleisesti käytössä. Loppuun käytetyt päällysteet murskataan ja stabiloidaan jakavaan kerrokseen. Varsinkaan moottoriteillä palvelutason ei anneta huonontua merkittävästi ennen päällysteen uusimista.



KUVA B2-41. 1930-luvulla rakennettua betonipäällystettä Itä-Saksassa. (Berlin-Dresden). Halkeilua ja laatojen käyristymistä esiintyy, palvelutaso alentunut

Sveitsissä ja Itävallassa kannetaan huolta betonisen liikenneinfrastruktuurin vanhenemisesta (betonitiet, betonitunnelit, sillat) ja panostetaan kunnossapitoon ja ainakin toistaiseksi hyvällä menestyksellä, sillä täältä löytyvät ehkä maailman parhaat betonipäällysteet.

Belgiassa betonipäällysteiden käyttö on Euroopan maista yleisintä ja kunto kirjavinta. Uusilla päätteiden päällysteillä kunto on erinomainen,

vanhemmilla päätteillä palvelutaso on alentunut ja paikallisia korjauksia joudutaan tekemään runsaasti. Alemmalla tieverkolla betonipäällysteiden kunto on hyvin vaihteleva ja tieltä vaadittavaan laatutasoon suhdaudutaan väljemmin kuin naapurimaissa.

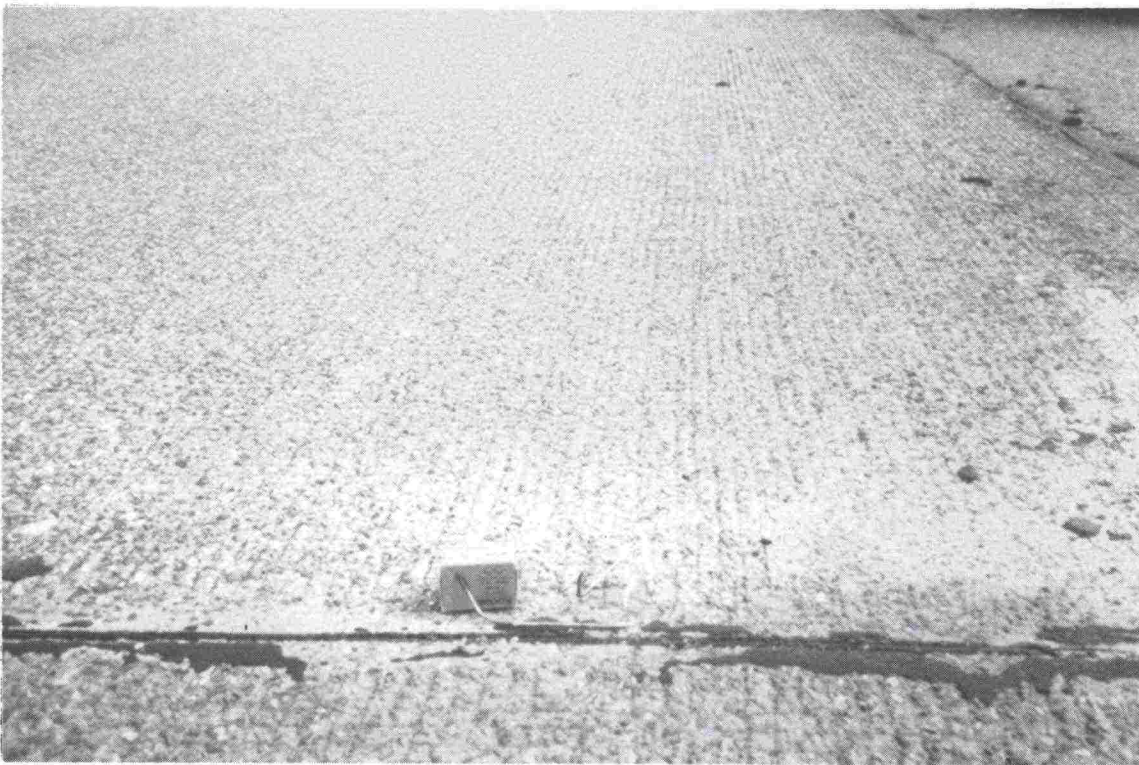
Kuvissa B2-42...B2-49 esitetään esimerkkejä betonipäällysteiden vaurioista ja kunnostustoimenpiteistä Keski-Euroopan maissa.



KUVA B2-42. Vanha betonipäällyste seudullisella tiellä N2 Belgiassa. Hakkaavia saumoja ja lohkeilua korjataan vaihtamalla laattoja (valok. JR/1987)



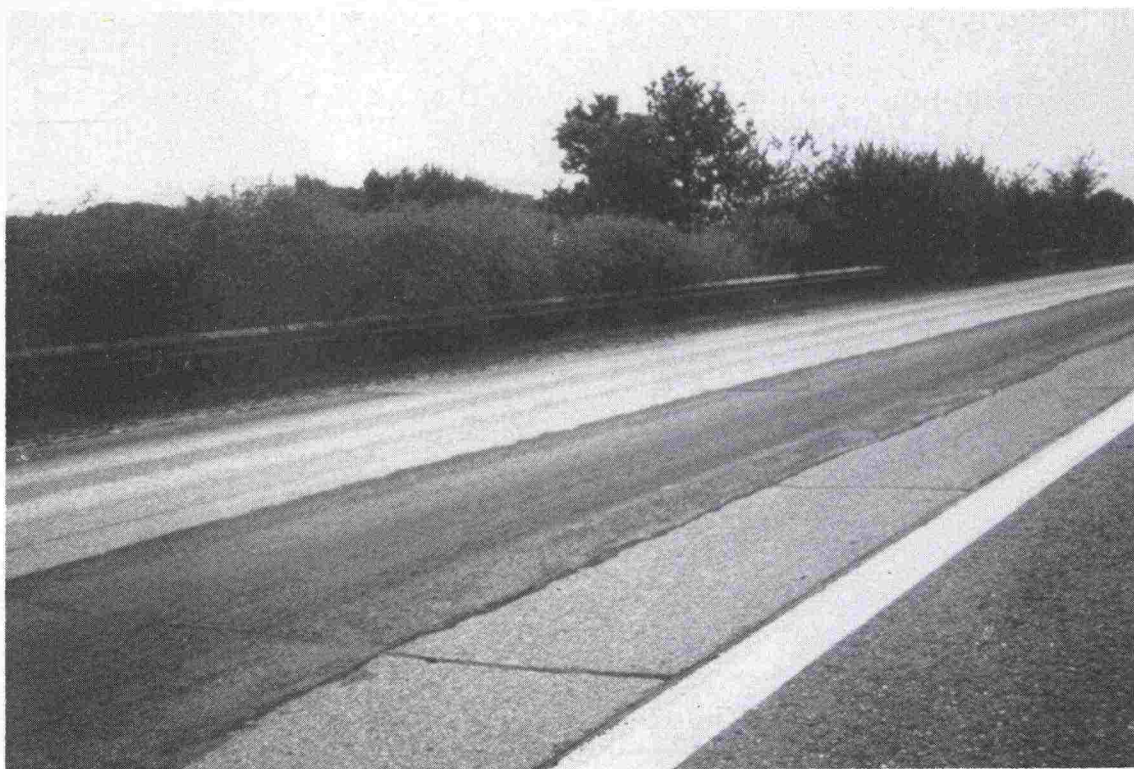
KUVA B2-43. Tässyvä korjaus N2
Halen-Hasselt, Belgia



KUVA B2-44. Korjauksen yhteydessä
jyrsitty päällyste, sauma vaurioi-
tunut uudellen, N2 Halen-Hasselt,
Belgia



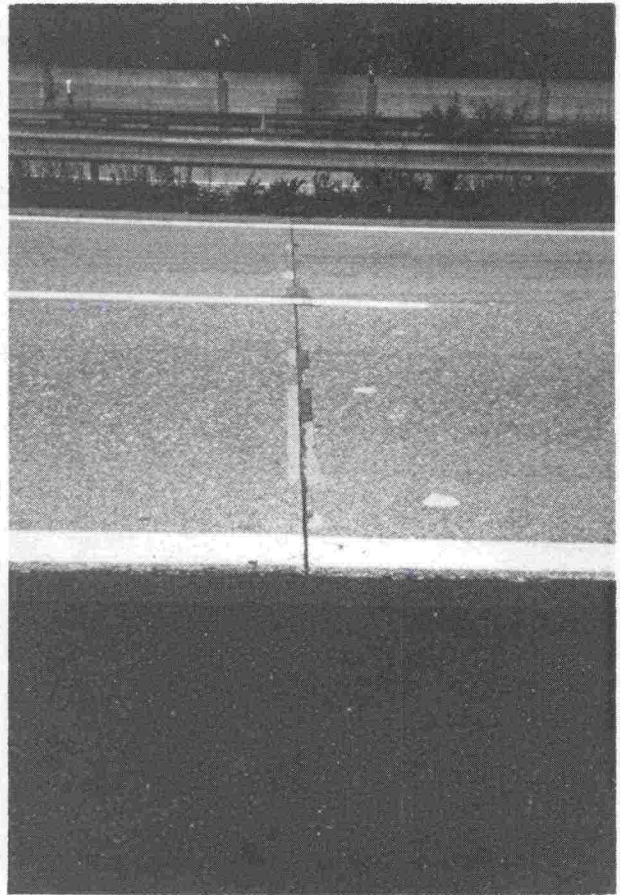
KUVA B2-45. Urautunut betonipäällyste, lätköitä tiellä, A1 Melk-Wien, Itävalta



KUVA B2-46. Valuasfalttipintausta urautuneessa betonipäällysteessä, A1 Melk-Wien, Itävalta



KUVA B2-47. Raudoitettu kaksikerrospäällyste; ruostumisen aiheuttamia purkautumia päällysteessä, N13, Sveitsi



KUVA B2-48. Vaurioitunut sauma vanhassa betonipäällysteessä, N1, Aarau, Sveitsi



KUVA B2-49. Laatan vaihtojen avulla kunnostettua betonipäällystettä, N1, Aarau, Sveitsi

B 283 Pohjoismaisia kokemuksia

Kaikissa Pohjoismaissa oli betonipäällysteitä jo 1920-1930-luvuilla. Ne ovat yleensä olleet raudoitettuja pitkiä laattoja, joiden kohtaloksi muodostuivat vauriot poikkisaumoissa. Muutamaa poikkeusta lukuunottamatta nämä päällysteet on asfaltoitu tai rakennettu uudelleen. Sotien jälkeen suunnitteluperiaatteet ja työtekniikka ovat muuttuneet ja vaikka kohteet ovat harvalukuisia, on kaikissa Pohjoismaissa saatu tuntumaa betonipäällysteen kestävyysdellytyksiin ja kunnostamisen tarpeeseen ja menetelmiin.

Tanskassa ovat sodanjälkeisten betonipäällysteiden tavallisia vaurioita olleet rapautuva betoni (D-cracking), saumavauriot ja erilaiset pintavauriot (purkautumat). Kunnostustöiden yhteydessä on tehty kokeita sopivien korjausmenetelmien löytämiseksi. Paikallisten vauriokohdientien jyrskintä ja ohuet pintaaukset ovat olleet kiinnostuksen kohteena, mutta tulokset eivät ole tyydyttäneet. Tanskalaisia kokemuksia betonipäällysteen kunnostamisesta on raportoitu tieviranomaisien toimesta /47/ ja viimeksi vuonna 1984 Pohjoismaiden Tieteknillisen Liiton toimesta (Reparation af betonbelaegninger /45/.)

Ruotsissa kunnostamiskokemukset keskittyvät eteläiseen Malmöhusläniin, missä ovat kaikki Ruotsin uudemmat betonipäällysteet. 1960-luvulla rakennettiin Malmön ja Helsingborgin välille useassa eri vaiheessa halkeamaraudoitettua päällystettä sitomattomalle alustalle yhteensä yli 60 km. Vuodesta 1984 lähtien on nämä osuudet asfaltoitu, betonipäällysteen palveltua noin 20 vuoden ajan.

Ennen asfaltointia tiellä tehtiin laattojen nostoa, jyrskintää ja paikkausta huomattavassa määrin painuma- ja saumavaurioiden takia. Kunnossapitokorjaukset koettiin hankaliksi, vaikka keskimääräiset vuosikustannukset pysyivät varsin alhaisina. Kuvassa B2-50 esitetään tieviranomaisien julkaisema yhteenveto kunnossapitokustannuksista. Kuvasta ilmenevät 1970-luvun betonipäällysteet on tehty lyhyin raudoittamattomin

laatoin maabetonialustalle. Niiltä odotetaan entistä parempaa palvelutasoa ja pitempää ikää. Toistaiseksi nämä osuudet ovat hyvässä kunnossa (kuvat B2-51, B2-52) tosin 1972 rakennettu Vellinge - Malmö tie vaatii lähivuosina jyrskintä- tai muita toimenpiteitä nastarenkaiden aiheuttaman kulumauran takia. /64/

Norjassa on pitkät perinteet betonipäällysteen käytölle silloilla ja tunneleissa; teillä käyttökokemukset keskittyvät Vestfoldin läänin, jossa on sekä ennen että jälkeen sotien käytetty betonipäällystettä päätiellä E4. Kunnostusmenetelmiä on kehitetty aktiivisesti siltojen ja tunneleiden erikoisvaatimusten takia. Viimeaikainen mielenkiinto on kohdistettu kulutusta kestävästä betonin ja käyttökelpoisen urajyrskintämenetelmän kehittämiseen. Näissä kysymyksissä norjalaiset ovat edenneet ratkaisevalla tavalla, niinkuin osaraportissa B3 selostetaan.

Suomessa kunnostuskokemuksia on saatu sekä ennen sotia rakennetuilta että uudemmilta betonipäällysteiltä. Vanhoilla päällysteillä jouduttiin suorittamaan 1950- ja 1960-luvuilla laattojen nostoja ja muita järeämpiä korjaustoimenpiteitä. Uudemmillä päällysteillä toimenpiteet ovat liittyneet saumakorjauksiin tai pieniin epoksipaikkauksiin, joissa on ollut myös epäonnistumisia. Korjaus- ja kunnostusmenetelmiä ei Suomessa ole erityisesti kehitetty eikä omia käsikirjoja ole julkaistu.

Yhtenäisin kokemus on Suomessa saatu Ylikylän - Paraisten maantien betonipäällysteestä (kts. B17), joka rakennettiin 1958-59 ja palveli 25 vuotta, ennenkuin se asfaltoitiin. Painumien ja puristusmurtumien takia jouduttiin laattoja uusimaan tai vaihtamaan asfaltiksi muutamien rumpujen kohdilla. Saumoihin muodostui lohkeamia, joita paikattiin asfaltilla. Laattojen porrastumista ei esiintynyt. Tasaisuus säilyi hyvänä. /57/ Varsinaisena syynä koko tien asfaltointiin 25 vuoden käyttöajan jälkeen oli nastarengasliikenteen aiheuttamat kulumaurat, jotka keräsivät haitallisessa määrin vettä.

Reparations- och underhållskostnader av betongbeläggningarna
på vägarna E 6 och E 4 i Malmöhus län (1984 års prisnivå)

Väg utbyggnads- etapper	Öppn. för trafik år	Längd motor- väg km	ÅDT 1984 x 1000	Reparationskostnader kkr																Reparationskostn. 1977-86				Total ut-kost- nad kkr	Total årskost- nad kr/m ²	Knäckning av bit- plattor + överlägg- ning med asfalt				
				-76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	Reparationskostn. 1977-86				Asfalt, kr/m ²	F	S	F	S							
				⊗	F	S	F	S	F	S	F	S	F	S	F	S	⊗	F									S	⊗	F	S
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15									16	17	18	19
E 6 Vellinge-Malmö	1972	11.7	18	26	29	-	-	40	-	-	433	112	421	-	25	114	-	-	125	-	1190	137	0.63	0.07	1327	1.353	0.52	1984 1986		
• Åharp-Borgeby	1961	12.9	20	568	-	16	115	-	172	-	-	-	-	130	126	-	72	-	-	-	115	516	0.06	0.29	631	1.199	0.28			
• Borgeby-Lundåkra	1965	11.0	17	483	19	208	-	-	125	-	291	15	-	82	39	-	74	32	-	-	35	1632	432	0.33	0.25	2064	2.547	0.69		
• Lundåkra-Örja	1966	7.1	16	281	5	42	-	-	-	-	48	-	-	-	-	-	238	327	-	294	-	13	912	55	0.06	0.09	967	1.248	0.59	
• Örja-Hälsjöström	1966	7.0	16	317	134	-	295	-	68	-	-	-	-	-	-	-	67	-	-	4	546	14	1063	85	0.87	0.07	1.128	1.445	0.60	
• Hälsjöström-Sjörup	1967	9.6	17	394	4	-	-	-	880	245	-	500	-	360	-	-	67	-	-	-	56	1109	1003	0.72	0.65	2.112	2.506	0.86	1986	
• Sjörup-Djurhagslöv	1969	9.5	14	274	97	51	100	185	436	653	-	325	-	57	-	58	121	-	33	-	20	1018	2168	0.87	1.43	3.186	3.460	1.34		
Djurhagslöv-Lilje	1965	3.7	14	162	86	-	-	12	442	6	114	-	-	297	-	334	-	-	-	33	-	47	1383	98	2.34	0.17	1.481	1.643	1.33	
E 4 Väst-Hyllinge	1978	5.8	15	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	180	-	444	-	237	-	871	-	1.77	-	871	871	1.17	

F = Fogning och reparation av vilda sprickor.

S = Reparation av sättningsar mm.

⊗ Före 1977 har inte fogringsunderhållet särredovisats.

KUVA B2-50. Yhteenveto Ruotsin
viimeaikaisen betonipäälly-
steiden kunnossapitokustannuk-
sista /53/



KUVA B2-51. Vuonna 1972 rakennettu
betonipäällyste tieosalla Vellinge-
Malmö, valtatiellä E 6, Malmön itä-
puolella Ruotsissa. Kulumisurat n.
20 mm, saumamurtumia urien kohdalla,
kunto ja ajomukavuus hyvät
(valok. JR/1988)



KUVA B2-52. Vuonna 1978 rakennettu betonipäällyste tieosalla Väla-Hyllinge, E4, Helsingborg. Kulumaura näkyy, muttei haittaa. Ajourien siirtämiskokeilu käynnissä kesällä 1988.

B 29 YHTEENVETO

Kaikkialla betonipäällysteitä käytävissä maissa herättiin 1970-luvulla siihen todellisuuteen, että sotien jälkeen "ikuisiksi" rakennetut betonipäällysteet alkoivat olla käyttöikänsä lopussa. Oli tutkittava väsymisen ja vaurioitumisen syyt ja löydettävä edulliset keinot korjaamiseen, kunnostamiseen ja uudelleenrakentamiseen. Säätilavaihteluiden aiheuttaman luonnollisen rasituksen lisäksi havaittiin vaurioitumisen syyksi muun muassa:

- ennustettua nopeammin kasvanut liikennesäätö
- suunnittelun ja rakentamisen virheet
- kunnossapidon laiminlyönti
- kunnossapidon hankaluus ja käyttökelpoisten korjausmenetelmien puute.

Nämä havainnot synnyttivät 1980-luvun alkaessa erittäin vilkasta kehityksen ja tutkimustoimintaa. Ja tuloksia on jo nähtävissä:

- korjausmenetelmiä on kehitetty ja kehitetty; uusia käsikirjoja on ilmestynyt
- ennaltaehkäisevän kunnossapidon merkitys on ymmärretty yleisesti
- päällystämistekniikoita on kehitetty (esim. liukuvalu-tekniikan läpimurto)
- uusien päällysteiden mitoitusta on tarkistettu (paksumpia ja lyhyempiä laattoja)
- uudelleenpäällystämismenetelmiä ja uusiokäyttöä on kehitetty
- kustannustietoisuus on parantunut, elinikäiskustannusten käyttö vertailuissa on yleistynyt.

Ja kehitys jatkuu edelleen. Nyt voidaan osoittaa tehokkaat välineet ja menetelmät useimpien vaurioiden korjaamiseen ja betonipäällysteen kunnostamiseen. Seuraavaksi on eri maissa hankittava ammattitaito menetelmien käyttämiseen ja hiottava kullekin maalle sopivia käytännön sovellutuksia.

Suomelle tärkeä erityiskysymys on betonipäällysteen kuluminen ja urautuneen päällysteen kunnostaminen. Tässä osaraportissa on muun ohella kuvattu käytössä olevia urakuluman kunnostamismenetelmiä. Näistä tasotusjyrsintä on ainakin toistaiseksi luotettavin ja edullisin menetelmä. Betonipäällysteen jyrsintä on rutii-nimenetelmä Yhdysvalloissa, urajyrsintään sitä on sovellettu erityisesti Norjassa. Suomessa jyrsintää on tehty vain yhdessä kohteessa.

Jatkossa olisikin tasojyrsinnästä hankittava omakohtaista kokemusta Suomessa suorittamalla laajempia koetöitä ja tutkimuksia.

Betonipäällysteen uusimista on aina pidetty kalliina ja korjaamista hankalana. Uusiminen ja kunnostaminen maksaa oman hintansa, toimenpiteiden kannattavuus riippuu siitä, miten viisaasti ylläpitostrategia valitaan ja millä ammattitaidolla työt tehdään. Korjaaminen tulee aina olemaan käsityövaltaista ja hankalaa-kin, ei vähiten liikenteelle aiheutuvan häiriön takia. Tämän vuoksi on tärkeää se kehitys, joka on tapahtunut suunnittelussa ja rakentamisen työtekniikoissa. Uusilla betonipäällysteillä tulee olemaan oleellisesti vähäisempi korjaustarve ja pitempi ikä kuin edellisen sukupolven päällysteillä, joissa mm. pitkät laatat, raudoitukset ja betonin alhainen lujuus ovat osoittautuneet heikoiksi kohdiksi.

OSA B 2 BETONIPÄÄLLYTEEN KORJAAMINEN JA KUNNOSTAMINEN
-Repair and Rehabilitation of Concrete Pavements

KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES

1. A Manual for Maintenance and Repair of Concrete Roads, DoT + C & CA, London 1986
2. The Maintenance and Repair of Concrete Roads, a manual by Cem-bureau, Paris 1982
3. Merkblatt für die Erhaltung von Betonstrassen (MEB), Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen, Köln 1985
4. Betonbeläge, Handbuch für Konstruktion und Bau von Betonbelägen, Betonstrassen AG, Wildegg 1985
5. AASHTO Guide for design of pavement structures, AASHTO, Washington 1986
6. Concrete Pavement Design and Rehabilitation, proceedings, Purdue University, West Lafayette, Indiana 1985
7. The design and construction of concrete pavements of TEM., Paris 1986
8. Alabama Standard Specifications, Alabama DoT, 1985
9. COPES, Portland Cement Concrete Pavement Evaluation System, TRB Report 277, Washington 1985
10. Guide Procedures for Concrete Pavement 4R Operations, AASHTO-AGC-ARTBA Joint Committee, USA 1985
11. Construction and Rehabilitation of Concrete Pavements/ A trainee manual, FHWA-ACPA, Arlington Heights, 1984
12. Pavement Evaluation and Rehabilitation Manual, New York State DoT, Albany, NY 1985
13. Bridge and Pavement Maintenance/TRB Research Record 800, Washington 1981
14. The Performance of unreinforced concrete roads constructed between 1970 and 1979, TRRL Research Report, Crowthorne, UK 1987
15. Joint Repair Methods for Portland Cement Concrete Pavements, ACPA & University of Illinois, Research Report, Arlington Heights, Ill. 1985

16. Pavement Rehabilitation versus Reconstruction, Value Engineering Study, Illinois DOT, District 1, Chicago 1987
17. Experimental Cement Grout Subsealing of Concrete Pavement in Ontario, Ministry of Communications, Toronto 1986
18. Resurficing with Portland Cement Concrete, TRB Report 99, Wash. 1982
19. Guide to Concrete Resurficing Designs and Selection Criteria. PCA, Skokie, Ill. 1981
20. Concrete Pavements and Pavement Overlays, TRB Report 756, Wash. 1980
21. Sealing Joints and Cracks. TRB Report 752, Wash. 1983
22. Pavement Management and Rehabilitation of Portland Cement Concrete Pavements, TRB Report 814, Wash. 1981
23. Concrete Overlays and Inlays, TRB Report 924, Wash. 1983
24. Pavement Design, Performance and Rehabilitation, TRB Report Wash. 1983
25. Pavement Maintenance Prediction and Runway Repair Materials, TRB Report 943, Wash. 1983
26. Non-Destructive Pavement Evaluation and Overlay Design, TRB Report 1007, Wash. 1985
27. Assessing Pavement Maintenance Needs, TRB Report 1109, Wash. 1987
28. Recycling Portland Cement Concrete Pavements, Minnesota DoT, St. Paul 1985
29. Manual for Concrete Pavement Repair Works, Minnesota DoT, St. Paul 1987
30. Portland Cement Concrete Pavement Restoration, Minnesota DoT, St. Paul 1984
31. Highway Uses of Epoxy with Concrete, TRB Report 109, Wash.
32. Thin polymer road overlay tested, ENR, Baxter, Calif. 1986
33. Evaluation of Rapid Setting Concretes, TRB Report 1003, Wash.
34. Superplasticized Fiber-Reinforced Concretes for the Rehabilitation of Bridges and Pavements, TRB Report 1103

35. Maintenance of Joints and Cracks in Concrete Pavement, PCA Skokie 1976
36. Thin bonded concrete overlays, H. Sommer, Wien, 1982
37. Concrete Pavement Restoration, G.E. Wixson, Concrete International, 1986
38. Rutted, polished concrete may need retexturing, Roads & Bridges, 1986
39. Fresing av betongdekker; metoden vinner stadig terreng, J. Fossheim, Våre Veger 3, 1981
40. Diamantfräsen von Betondecken, Diamantinformatio.n.
41. Neue Anwendungsgebiete für Polymerbeton, E. Speck, TIZ-Fachberichte 10, 1985
42. Teilweise kunststoffgebundene Zementfertigmörtel mit MHK, G. Huber, Bundesministerium für Bauten und Technik, Heft 270, Wien.
43. Sanierung von gerissenen Betondecken durch nachträgliche Verdübelung, Forschungsberichte 333, Bundesministerium für Verkehr, Bad Godesberg 1981
44. Untersuchungen über das Ablosen von Kunstharzbeschichtungen auf Betondecken, Forschungsberichte 342, Bundesministerium fuer Verkehr, Bad Codesberg 1981
45. Concrete Pavement Restoration, French maintenance strategy and load transfer device, P. Guinard, JL. Nissoux, P. Orsat, Report For TRB Meeting, Washington 1988
46. Reparation af Betonbelægninger, NVF Utvalg 32, Rapport 19, København 1984
47. Betonbelegninger; udførelse, vedligeholdelse og reparation, C.F. Justesen, Dansk Vejtidskrift 7/1981
48. Betonvejsrenovering, Statens Vejlaboratorium, Roskilde 1978
49. Skader på nyere betonvejsbelegninger i Danmark, NVF Rapport 38, 1980
50. Betonveje i Danmark 1923-1984, Statens Vejlaboratorium, Rapport 64, Roskilde 1987
51. Anvendelse af cementbundne materialer i fremtiden/NFF Kongress i København, 1988
52. Betonveje/Särtryck af Dansk Beton, Roskilde 1986

53. Betonbeläggningar på motorvägarna i Skåne/ NVF rapport 3/1984
54. Betongen har muligheter för å bli mer brukt i fremtidens vegbygging, Th. Borschrevink, Ingeniørs Nytt 23, Oslo 1982
55. Design and Rehabilitation of PCC Pavements in Norway - A new strategy, Th. Borschrevink, G. Trevland, Purdue Conccress Proceedings, West Lafayette, 1985
56. Concrete Roads/Practical Guide for Technology Transfer, PIARC, Paris 1987
57. Kuitulujitus maantiepinoitteissa, E. Lempiäinen, P. Kettunen, P. Koskinen, Tampereen Yliopisto, raportti 51, 1981
58. Paraistentien betonipäällysteen tutkimus, VTT/Tie- ja liikennelab., tutkimusselostus 298, Espoo 1982
59. Kehä III:n betonipäällysteen jyräintäkokeilu, VTT/Tie- ja liikennelab., tutkimusselostus 407, Espoo 1983
60. Asfaltilla päällystettyjen betonipäällysteiden saumojen kunto, VTT/Tie- ja liikennelab., tutkimusselostus 622, Espoo 1987
61. Matkakertomus Yhdysvaltoihin syksyllä 1986 tehdyttä opintomatkalta, J. Rahiala 1986
62. Matkakertomus Yhdysvaltoihin ja Kanadaan syksyllä 1987 tehdyttä opintomatkalta, J. Rahiala 1987
63. Matkakertomus Keski-Eurooppaan syksyllä 1987 tehdyttä opintomatkalta, J. Rahiala 1987
64. Matkakertomus Tanskaan ja Ruotsiin kesällä 1988 tehdyttä opintomatkalta, J. Rahiala 1988

OSA B 3

BETONIPÄÄLLYSTEEN

KULUMINEN

OSA B 3 BETONIPÄÄLLYSTEEN KULUMINEN
- CONCRETE PAVEMENT WEAR DUE TO STUDDED TYRES

SISÄLLYSLUETTELO

sivu

B 30	JOHDANTO	161
B 31	PÄÄLLYSTEIDEN KULUMINEN JA NASTAT	161
	B 311 Kuluminen kehittyy ongelmaksi	161
	B 312 Nastojen käyttöä rajoitetaan	162
	B 313 Nastojen käyttöä koskevat määräykset Suomessa	163
B 32	PÄÄLLYSTEIDEN KULUMISEN LÄHTÖKOHTIA	164
	B 321 Kuluttavan rasituksen muodostuminen	164
	B 322 Kulumiskestävyys	166
	B 323 Urautuminen - kuluminen	168
	B 324 Sallitut urasyvytydet	169
	B 325 Kulumisominaisuuksien tutkiminen	170
B 33	BETONIPÄÄLLYSTEEN KULUMISKESTÄVYYS	172
	B 331 Kulutusta kestävä betonipäällysteen tuntomerkit aikaisempien tutkimusten perusteella	172
	B 332 Uusi norjalainen kehitysprojekti betonipäällysteen kulumiskestävyyden edelleen parantamiseksi	175
	B 333 Uusi suomalainen tutkimus	178
B 34	BETONI- JA ASFALTTIPÄÄLLYSTEEN KULUMISEN JA URAUTUMISEN VERTAILUA	184
B 35	YHTEENVETO	188
	KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES	191

OSA B 3
 BETONIPÄÄLLYSTEEN KULUMINEN
 - Concrete Pavement Wear due to
 Studded Tyres

B 30 JOHDANTO

Suomen olosuhteissa on tiepäällysteen kestävyysominaisuuksista kaikkien tärkeimpiä sen kulumiskestävyys nastarengasliikenteessä. Betonipäällysteen on aina tiedetty kestävän kulutusta paremmin kuin asfalttipäällysteiden. Sekä koti- että ulkomaisen kokemuksen pohjalta raportoidaan tiellä suoritetuissa mittauksissa 2,5...5,0 -kertaisia kulumiskestävyyskierä tavanomaisille tiebetoneille asfaltteihin verrattuna. Tämä tosiasia ei voi olla herättämättä mielenkiintoa, kun tienpidossa etsitään keinoja yhä pahenevan päällysteiden kulumisongelman hallitsemiseksi. Mutta betonipäällysteiden käyttö nastarengasliikenteessä herättää myös joukon kysymyksiä, kuten: miten betonipäällysteen kulumiskestävyyttä voitaisiin edelleen parantaa; miten urautunutta betonipäällystettä voidaan korjata ja millä hinnalla; millainen kulumissuhde asfalttipäällysteisiin verrattuna voidaan luotettavasti saavuttaa; onko kuluminen lisäuhka vai mahdollisuus betonipäällysteen lisääntyvän käytön kannalta.

Tuoretta ulkomaista tietoa näistä kysymyksistä on saatavissa vain Norjasta ja Itävallasta. Muualla betonipäällysteiden kulumisominaisuuksia ja niiden parantamista tutkittiin tarmokkaasti 60-luvulla, mutta sen jälkeen kun nastojen käyttö kiellettiin 1970-luvun alussa - tai niiden käyttö muuten väheni - laantui mielenkiinto kulutuskestävän tiebetonin edelleenkehittämiseen. Suomessa on harvakseltaan rakennettu betonipäällystekesteitä ja samalla on selkiintynyt käsitys kulutuskestävän tiebetonin ominaisuuksista, vaikka monet kysymykset etsivätkin edelleen vastausta. Betonipäällysteen kulumisominaisuuksien kehittäminen sai uuden merkittävän sysäyksen, kun Norjassa käynnistettiin tätä koskeva tutkimusprojekti 1984. Norjalaisen ja suomalaisen kokemuksen yhteensovittamiseksi ja suomalaisen tiebetonin

edelleenkehittämiseksi toteutettiin betonitietoprojektiin liittyen yhteinen tutkimus vuonna 1987, jossa VTT:llä suoritettuihin koerata-ajoihin liitettiin samojen betonisuhteiden tutkiminen ristikkäin sekä Norjassa että Suomessa.

Tässä raportin osassa selvitetään betonipäällysteiden kulumiskestävyyttä lähinnä norjalaisen ja uusimman kotimaisen tiedon pohjalta samalla kun annetaan yleiskuvaus päällysteiden kulumisen perusteista nastarengasliikenteessä.

B 31 PÄÄLLYSTEIDEN KULUMINEN JA NASTAT

B 311 Kuluminen kehittyä ongelmaksiksi

Tiepäällysteiden kuluminen oli itse asiassa tuntematon käsite kaikkialla maailmassa noin vuoteen 1960 saakka. Kulumista käsiteltiin vanhojen päällysteiden kiillottumisena ja kitkaominaisuuksien heikkenemisenä. Mutta 1960-luvun alusta lähtien teräsnastojen käyttö levisi kulovalkean tavoin lähes kaikissa kylmän ilmanalaimaissa ja synnytti nopeasti uudentyyppisen ongelman, päällysteiden urautumisen. Nastat lyhensivät jarrutusmatkaa jäisellä tiellä ja paransivat selvästi autoilijoiden turvallisuudentunnetta, vaikka kokonaisvaikutuksesta liikenneturvallisuuteen käytiin ja käydään edelleen kriittistä keskustelua. Nastojen käytön yleistyessä ilman rajoittavia säännöksiä alkoivat haitat paljastua nopeasti. Tiemerkinnot kuluivat pois ja pyörien ajolinjoille muodostui uria. Urat heikensivät ajomukavuutta, alensivat käyttönopeutta, aiheuttivat sateella veden roiskumista ja vesiliirron vaaraa ja heikensivät turvallisuutta etenkin kaistanvaihtotilanteissa. Kulumisongelma kärjistyi 1960-luvulla ensiksi niissä maissa, joissa liikennemäärät olivat

korkeimpia kuten Pohjois-Amerikassa ja Keski-Euroopassa. Ongelma oli kokonaan uudentyypinen, puuttui käsitteet ja välineet urakulumisen tutkimiseksi, puuttui menetelmät kulumaurien korjaamiseksi. Seurasi vilkkaan tutkimustoiminnan vuosikymmen. Pohjois-Amerikassa nastarengaskulumista tutkittiin varsinkin Minnesotan ja Ontarion tielaboratorioissa, Euroopassa ongelmaan perehdyttiin sekä Länsi-Saksassa, Sveitsissä että Itävallassa. Myös Pohjoismaat olivat alusta asti voimakkaasti mukana. Ruotsissa toteutettiin jo vuosina 1963 - 64 laaja päällysteiden kulumistutkimusohjelma sekä koetiellä että kulutuskoeradalalla. Suomeenkin valmistui koerata VTT:n tielaboratorioon jo vuonna 1966.

Intensiivinen tutkimusvaihe selvitti pääpiirteissään sekä betoni- että asfalttipäällysteiden hyvän kulutuskestävyyden edellytykset. Mutta samalla tuli toteennäytetyksi, että kasvavan liikenteen olosuhteissa nastarengasliikenne on vakava uhka päällysteiden kestoiälle; uudelleenpäällystämis- ja kunnossapitokustannukset kasvavat jyrkästi. Seurauksena oli nastojen rakenteen ja käytön tiukka rajoittaminen, useissa maissa nastojen käyttö kiellettiin kokonaan 1970-luvun alkuvuosina.

B 312 Nastojen käyttöä rajoitetaan

Päällysteiden kulumisen kurissapitämiseksi säädettiin kaikkialla jo 1960-luvun puoliväliin mennessä rajoituksia teräsnastan koolle, nastojen määrälle, asentamiselle renkaaseen, nastarenkaiden käyttöajalle jne. Näillä määräyksillä saatiin kuitenkin aikaan vain hengähdystauko, sillä liikenteen edelleen kasvassa paheni tilanne uudelleen ja nastamääräyksiä oli tiukennettava. Vuoteen 1975 mennessä olivat useimmat nastoja käyttäneet maat joko vapaaehtoisesti tai säädöksin luopuneet nastojen käytöstä.

Yhdysvalloissa täydellinen nastojen käyttökielto on voimassa vain kymmenessä osavaltiossa - niistäkin vain viisi on pohjoisia osavaltioita.

Nastojen käyttö on vähentynyt pääasiassa vapaaehtoista tietä, talvirengaspakkoa ei ole, vyörenkaat helpottavat talviajtoa ja teiden kunnossapidossa on "paljaan tien" politiikka käytössä; myös julkinen mielipide on nastoja vastaan. Yhdysvalloissa päällysteiden nastarengaskuluminen ei ole enää merkittävä ongelma.

Kanadassa nastarenkaiden käyttö kiellettiin jo 1971 perusteellisten tutkimusten ja julkisen polemiikin jälkeen. Länsi-Saksassa täydellinen kiello tuli voimaan 1975. Paineita nastojen sallimiseen on esiintynyt, mutta ne on torjuttu uusilla tutkimuksilla, viimeksi 1985/40/. Sveitsissä nastojen käyttö on kiellettyä päätieverkolla, mutta sallittua alempiluokkaisilla teillä. Käyttöaste jää ymmärrettävästi alhaiseksi. Itävallassa nastarenkaiden käyttö on sallittua kaikilla teillä. Käyttöaste on kuitenkin alentunut - enää n. 10 % autoista - eikä nastarengaskuluminen ole enää akuutti ongelma Itävallassakaan. Neuvostoliitossa ja muissa Itä-Euroopan maissa nastojen käyttö ei ole ollut merkittävää.

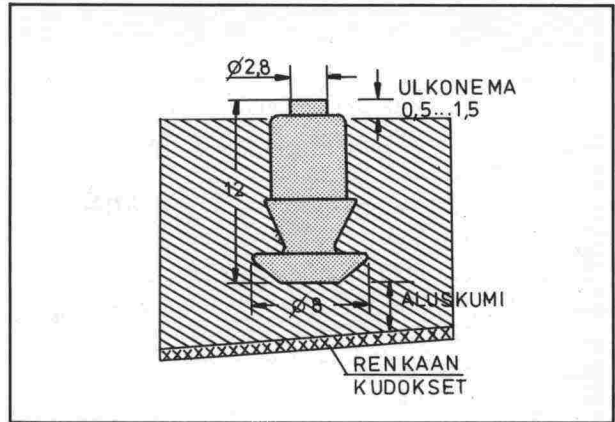
Pohjoismaat ovat siten jäämässä yksin kamppailemaan päällysteiden urautumisen kanssa. Nastojen käyttö on sallittua ja käyttöaste on korkea. Norjassa henkilöautoista lähes kaikki ja raskaista ajoneuvoista n. 60 % käyttää nastoja lokakuun 1. päivän ja toukokuun 1. päivän välillä. Viranomaiset pyrkivät tosin lyhentämään käyttöaikaa (v. 1988 käyttöaika päättyi 10.4.). Ruotsissa nastojen käyttö henkilöautoissa vaihtelee etelän n. 50 %:sta pohjoisen 100 %:iin. Raskaat ajoneuvot eivät Ruotsissa ole juurikaan käyttäneet nastoja; vuodesta 1989 lähtien nastat on kokonaan kielletty raskailta ajoneuvoilta. Nastojen käyttöaika on Ruotsissa 1 päivästä marraskuuta pääsiäiseen. Suomessa lähes kaikki henkilöautot käyttävät nastoja ja raskaasta liikenteestäkin yli puolet. Suomessa ja Norjassa on voimassa talvirengaspakko, Ruotsissa vastaavaa pakkoa ei ole määrätty.

Pohjoismaissa - varsinkin Norjassa ja Suomessa - päällysteiden nastarengaskuluminen näyttää olevan pysyvä tekijä tienpidossa, jopa niin, että se varastaa päähuomion sekä tietekniikassa että tiepolitiikassa ainakin niin kauan kuin nykyistä parempi tasapaino kuluttamisen ja kulumiskestävyyden välillä saavutetaan.

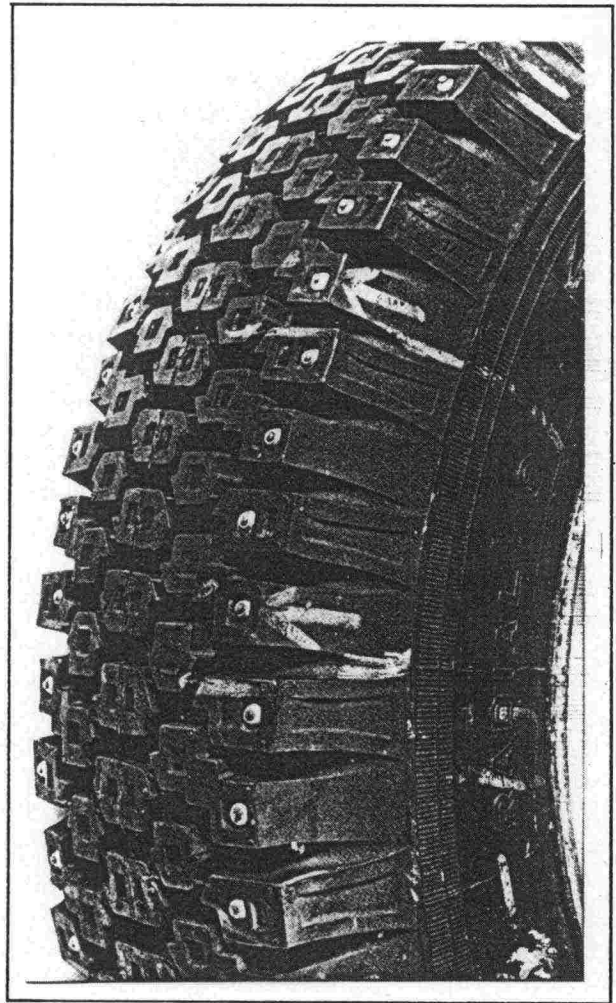
B 313 Nastojen käyttöä koskevat määräykset Suomessa

Ajoneuvoasetuksen täytäntöönpanopäätöksessä määrätään, että teräsnastan kärki ei saa olla terävä, eikä putkimainen (kuva B3-1). Kärjen ulkoneuma renkaan pinnasta on oltava 0,5...1,5 mm henkilöautossa ja 1,0...2,0 mm kuorma-autossa. Nastan staattinen pistovoima saa henkilöauton renkaassa olla enintään 0,12 kN 1,2 mm ulkonemalla mitattuna ja kuorma-auton renkaassa vastaavasti 0,35 kN 1,7 mm ulkonemalla mitattuna. Renkaassa tulee olla 10...22 nastaa kehän 300 mm kohti. Käytännössä henkilöauton renkaisiin useimmiten asennetaan 90...120 nastaa jaettuna kuuteen riviin renkaan reunoilla (kuva B3-2). Nastarenkaita käytettäessä ne on asennettava kaikkiin pyöriin, kuorma-autojen ulommat paripyörät voidaan jättää nastoittamatta. Nastarenkaita on lupa käyttää 1. lokakuuta ja 30. huhtikuuta välisenä aikana, Etelä-Suomessa suositellaan kahta viikkoa lyhyempiä aikoja. Varsinainen talvirengaspakko koskee vain joul-, tammi- ja helmikuuta.

Edellä kuvatut määräykset koskevat ns. kiinteitä nastoja. Määräyksillä pyritään paitsi varmistamaan nastojen turvallisuusvaikutus myös rajoittamaan haittoja niin, että ne "eivät oleellisesti vahingoita tien pintaa", niin kuin teksti kuuluu. Varsinkin ulkonemaa ja pistovoimaa säättämällä vaikutetaan merkittävästi kulumiseen, mutta näitä vähennettäessä alenee myös pito kiinteillä nastoilla. Kaksiosaisen holkki- tai turvanastan kehittyminen markkinatuotteeksi saattaa avata uusia mahdollisuuksia kuluttavan rasituksen vähentämiseen ilman, että turvallisuusnäkökohdista tarvitsisi tinkiä.



KUVA B3-1. Nastan rakenne (UKL 8-12-2) /29/



KUVA B3-2. Nastoitettu talvirengas /29/

B 32 PÄÄLLYSTEIDEN KULUMISEN
LÄHTÖKOHTIA

B 321 Kuluttavan rasituksen muodostuminen

Nastan kuluttavaa vaikutusta voidaan selittää seuraavasti:

- kohdatessaan tienpinnan nasta iskeytyy päin kivirakeita ja rikkoo niitä
- ollessaan painautuneena tienpintaan nasta liikkuu renkaan alla sivusuunnassa ja hiertää pistovoimallaan päällystettä
- irrotessaan päällysteestä nasta raapaisee kiveä ja sideainemastiksia

Normaalissa maantieajossa kaikki nämä komponentit ovat mukana ja kuluminen tapahtuu niiden yhteisvaikutuksesta. Iskun osuus korostuu ajonopeuden kasvaessa, hierto korostuu kaarreaajossa ja raapaisu esimerkiksi jarrutus- ja kiihdytystilanteissa. Ympyrämuotoisilla koeradoilla ajo on pelkkää kaarreaajoa ja kuluttava komponentti siten pääasiassa hiertoa. Päällysteen ominaisuuksista jää riippumaan, miten isku, hierto ja raapaisu käytännön tilanteissa pääsevät pureutumaan päällysteeseen ja kuluttamaan uraa.

Kuvan B3-3 mukaisesti päällystettä kuluttavan rasituksen voidaan katsoa muodostuvan nastan pistovoiman ja nastapistojen määrän tulona. Käytännössä molempiin komponentteihin vaikuttavat niin monet tekijät, että kuluttavan rasituksen laskennallinen määrittäminen on etukäteen laskien epätarkkaa. Eri tekijöitten vaikutuksen tarkastelu auttaa kuitenkin ymmärtämään, miksi kuluminen on käytännössä niin vaihtelevaa. Kuvan B3-3 mukaisesti pistovoimaan vaikuttavat ainakin seuraavat tekijät:

-nastan ulkonema renkaasta
Mitä suurempi ulkonema, sitä suurempi pistovoima. Kuluneessa renkaassa ulkonema pyrkii kasvamaan.

-nastan laatu
Nastan koko ja erityisesti nastan kiinnityslaippojen lukumäärä ja koko lisäävät pistovoimaa.

-renkaan laatu
Mitä kovempi kumi ja mitä paksumpi kumikerros nastan kannan alla, sitä suurempi pistovoima.

-pyöräkuorman suuruus
Pyöräkuorman kasvaessa kasvaa pistovoima voimakkaasti, eräissä tutkimuksissa on osoitettu 10 - 15 -kertaisia pistovoimia kuorma-auton nastalle verrattuna henkilöauton renkaan nastaan.

-ajonopeus
Ajonopeuden kasvaessa on kuluttavan vaikutuksen havaittu lisääntyvän suhteessa nopeuden neliöön. Ajonopeuden merkitys on ratkaiseva kulumisrasituksen suuruutta ajatellen.

-lämpötila
Lämpötila vaikuttaa monella tavalla renkaisiin ja ilmanpaineisiin. Yhteisvaikutuksena on, että pistovoimat kasvavat lämpötilan alentuessa.

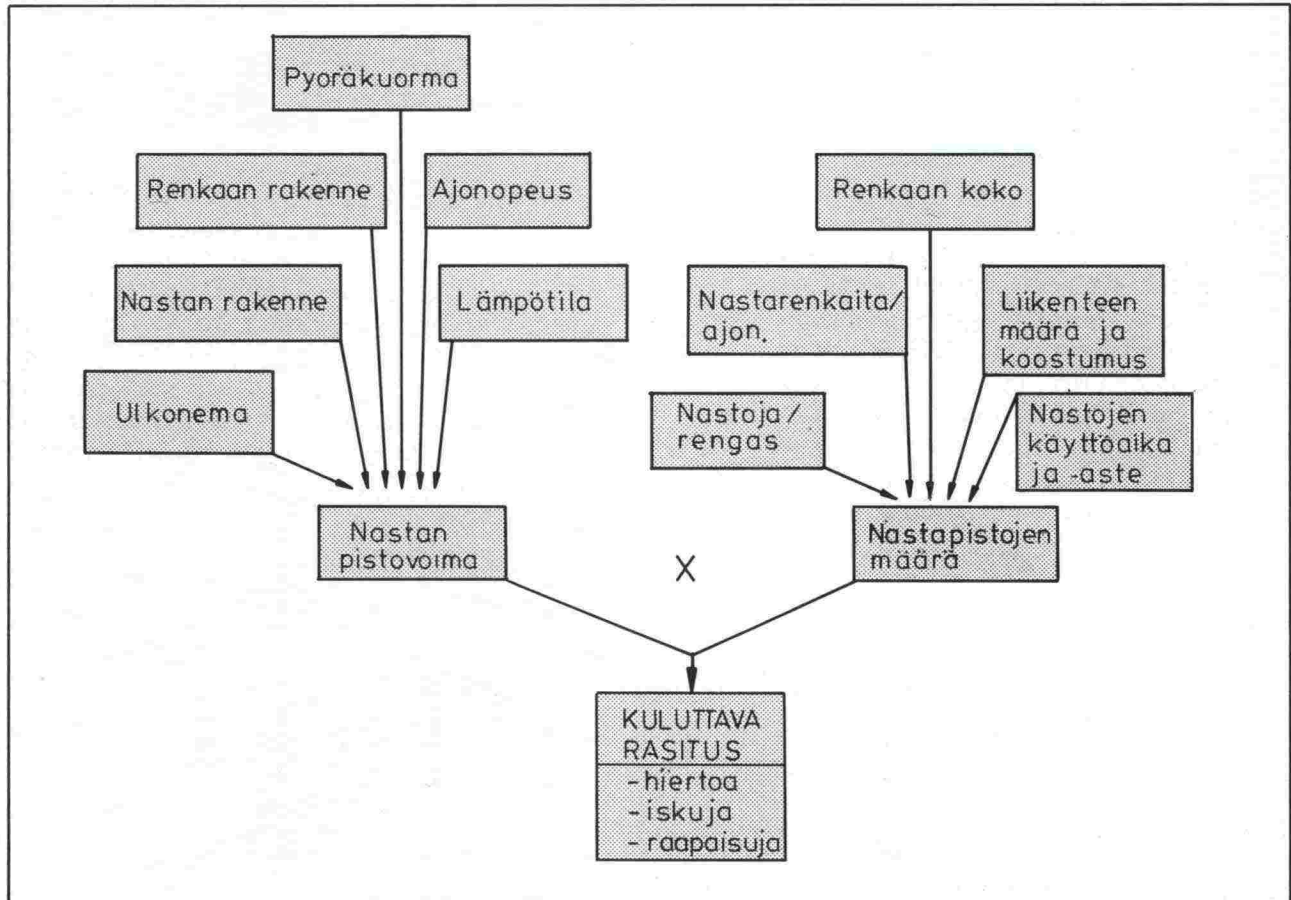
Nastapistojen määrä määräytyy kuvan B3-3 mukaisesti liikennetekijöistä, rengastekijöistä ja nastoituksen suoritustavasta. Vaikuttavia tekijöitä ovat ainakin

- nastojen määrä rengasta kohti ja renkaan koko
Nämä tekijät määräävät, kuinka monta nastapistoa kohdistuu tiemetrille auton ajaessa. Normaalisti nastoitusta henkilöauton renkaasta laskeetaan yleensä 65 pistoa/m ja kuorma-auton renkaasta 30 pistoa/m.

- nastoitettujen renkaiden määrä ajoneuvoa kohti
Henkilöautoissa kaikki pyörät ovat nastoitettuja, mutta kuorma-autoissa käyttö on vähäisempää (keskim. 3.5 rengasta/auto, vaikkakin lisääntyy koko ajan.)

- liikenteen määrä ja koostumus
Sekä nastarenkaiden käyttöajan kokonaisliikennemäärä että raskaitten ajoneuvojen osuus ovat luonnollisesti tärkeimmät muuttujat kuluttavaa nastarasitusta määriteltäessä. Raskaan ajoneuvon kuluttava rasitus on 2,5 - 4,0 -kertainen henkilöautoon verrattuna.

-nastojen käyttöaste ja -aika
Henkilöautoissa nastojen käyttöaste on sydäntalvella lähes 100 %, mutta syksyin keväin käyttöaste jää selvästi alhaisemmaksi. Kuorma-autoilla nastojen käyttöaste on Pohjois-Suomessa n. 80 % ja Etelä-Suomessakin n. 40 %. Nastoja käytetään yli puolet ajasta, 6-7 kk vuosittain.



KUVA B3-3. Nastan kuluttava rasitus ja siihen vaikuttavia tekijöitä

B 322 Kulumiskestävyys

Se, miten hyvin päällyste kestää edellä kuvattua nastarengasliikenteen kuluttavaa rasitusta, riippuu oleellisimmin päällysteen sisäisestä rakenteesta, mutta myös liikenneympäristöstä ja sääolosuhteista, (kuva B3-4).

Kulutuskestävän päällysteen yleisiä tuntomerkkejä ovat mm.

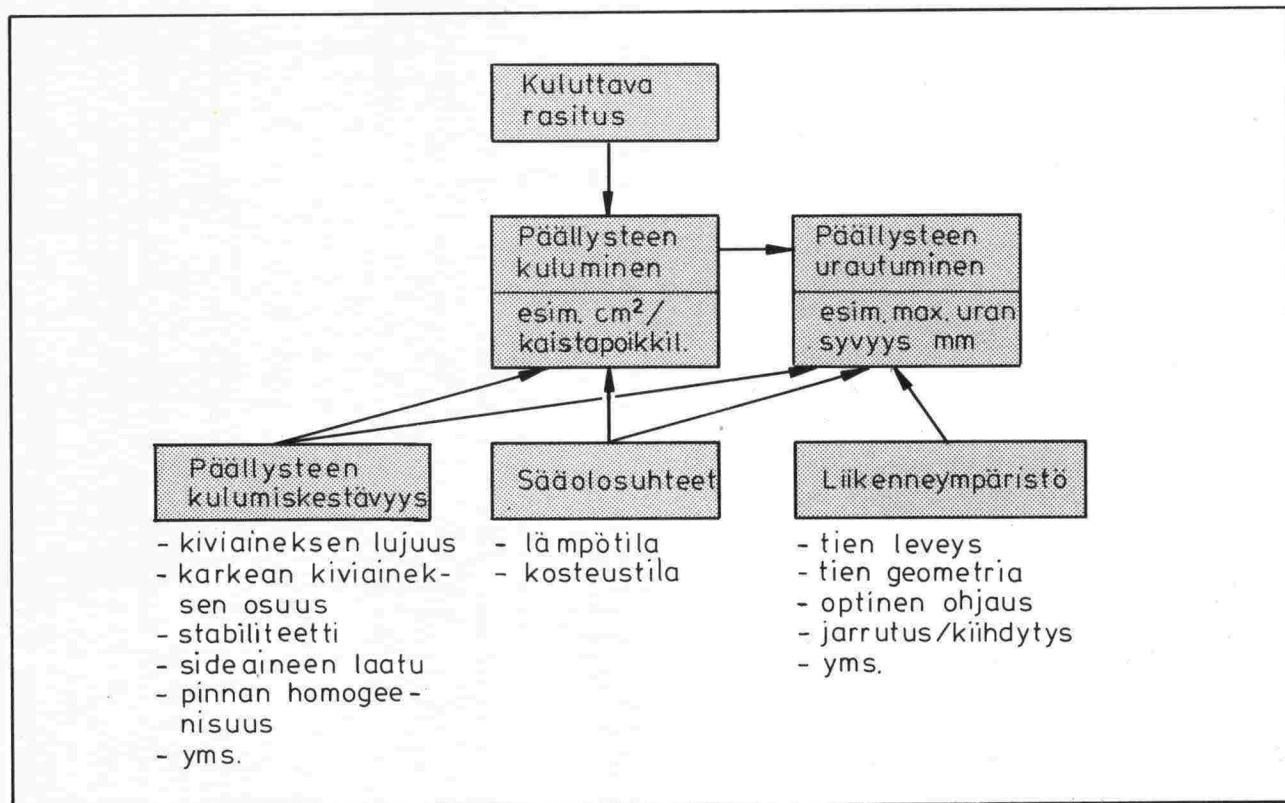
- luja ja homogeeninen kiviaines
Päällysteen kulumisen on pääasiassa kiviaineksen kulumista. Sen vuoksi kiviaineksen laadulla on ratkaiseva merkitys. Kiviaineksen kulutuskestävyyttä kuvaavat parhaiten parannettu haurausarvo ja hioutuvuusluku, myös LosA-luku sopii karkeaan arviointiin. Hyvällä kiviaineksella kaikki nämä ovat mahdollisimman pieniä. Jos kiviaines sisältää kulumiskestävyydeltään erilaisia kiviainesrakeita, kuluu päällyste epätasaisesti. Sen vuoksi kiviaineksen homogeenisuus on lujuuden ohella tärkeä lähtökohta kulutuskestävälle päällysteelle.

- karkean kiviaineksen suuri osuus kuluvalle päällyste-pinnassa

Kiven kulumiskestävyys on yleensä aina suurempi kuin sideaineen ja hienon kiviaineksen muodostaman mastiksien. Käytännössä on osoitettu, että karkean kiviaineksen lisäämisellä voidaan kuluvalle pinnan kulumiskestävyyttä parantaa. Tämä merkitsee "roikkuvaa" tai epäjatkovaa rakeisuuskäyrää päällystekiviainekselletai päällysteen karkeuttamista erikseen sepelipintauksella. Betonipäällysteellä myös pinnan pesu tuoreena tuo karkeat kiviainekset esiin ja vähentää alkukulumaa.

- päällystemassan hyvä stabiliteetti ja luja sidos kiviaineksen ja sideaineen välillä

Kulumisen kannalta sideaineen sekä täyte- ja lisääaineitten tehtävänä on muodostaa kuluvalle kiviainekselle luja "peti", jossa kiviainesrakeet pysyvät kaikissa olosuhteissa luotettavasti kiinni. Betonipäällysteen parempi kulumiskestävyys perustuu osaltaan siihen, että sementillä aikaansaatu sidos on jäykkä ja kulumisen on "puhdasta" kulumista. Asfalt-



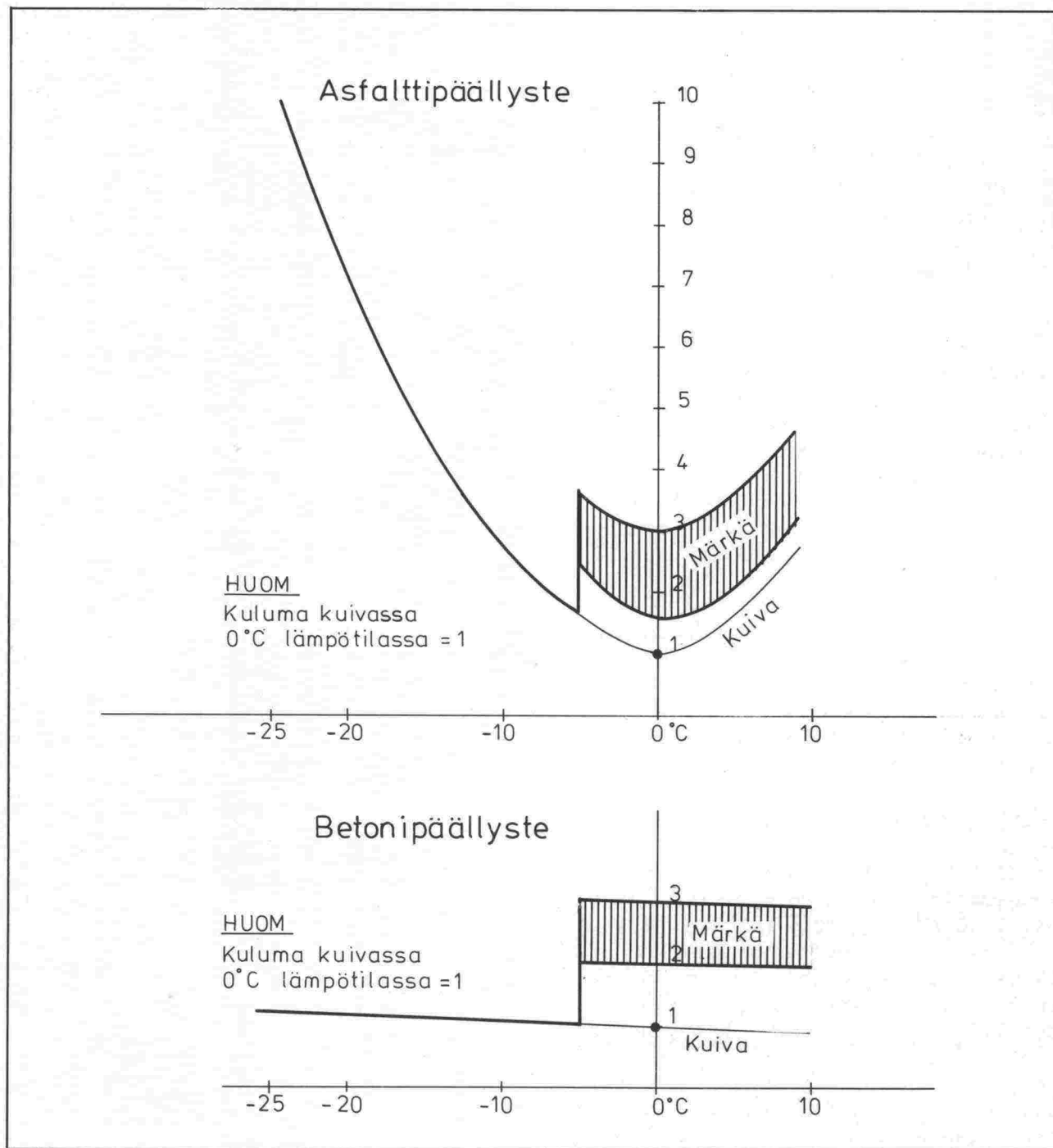
KUVA B3-4. Päällysteen kulumiseen ja urautumiseen vaikuttavat tekijät

tipäällysteellä sidos on taipuisa ja kulumiseen liittyy kiviaineksen irtomista ja päällystemassan muodonmuutoksia.

Molempien päällystetyyppien kuluminen voidaan suuresti vaikuttaa massan koostumusta muuntamalla, niin kuin betonipäällysteen osalta jäljempänä osoitetaan.

Säätila vaikuttaa päällysteen kulumiseen kosteuden ja lämpötilan kautta (kuva B3-4). Märkä päällyste ku-

luu nopeammin kuin kuiva päällyste. Tämä pätee sekä asfaltti- että betonipäällysteisiin (kuva B3-5). Vuosittaiseen kulumiseen vaikuttaa siten suuresti, kuinka paljon talveen kertyy päiviä, jolloin tienpinta on sula ja päällyste märkä. Talvikauden lämpötilat eivät vaikuta betonipäällysteen kulumiseen, sen sijaan asfalttipäällysteen kuluminen on pienimmillään $-5...+5^{\circ}$ lämpötiloissa ja moninkertaistuu kovilla pakkasil- la (kuva B3-5).



KUVA B3-5. Päällysteiden suhteellinen kuluminen kuivana ja märkänä eri lämpötiloissa /29, 25, 39/

B 323 Kuluminen - urautuminen

Päällysteen kuluminen merkitsee sitä, että päällystemateriaalia jauhautuu irti tien pinnasta. Kulumisen mittayksikkönä pidetään ajoneuvoa kohti yhdeltä tiekilometriltä jauhautuneen massan määrää. Kansainvälisesti yksikkö tunnetaan SPS-lukuna:

1 SPS = 1 g/km/ajon. (tai =
1t/km/10⁶ ajon.) = päällysteen
ominaiskuluminen

Ominaiskulumista voidaan tutkia kentällä mittaamalla kuluneen poikkileikkauksen pinta-aloja ja liikennemääriä (kuva B3-6). Laboratoriossa määritetään eri päällystemateriaalien SPS-luvut nopeutetuilla kulumuskokeilla. Tyypillisiä SPS-arvoja tavanomaisille asfalteille ja betonipäällysteille voisivat olla:

SPS = 30 ± 5 g/km/ajon. asfaltti
SPS = 10 ± 5 " " " " betoni

Varsinainen haitta syntyy kulumisen keskittymisestä ajouriin eli päällysteen urautumisesta. Urautumisen mittayksikkönä on uran syvyys, (kuva B3-6). Päällysteen ominaisuuksia kuvaavana tunnuslukuna käytetään yleisesti vuoden aikana kertyvää uransyvyyttä suhteessa poikkileikkausliikenteeseen:

Uo [mm/v/1000 KVL] = ominaisurautuminen. Tunnuslukuna käytetään myös vuoden aikana kertyvää uran syvyyttä suhteessa nastarengasylityksiin:
Uo [mm/v/10⁶ nastarengasajon.] = ominaisurautuminen.

Näitä tunnuslukuja käytettäessä on syytä huomata, että uran syvyydellä tarkoitetaan keskimääräistä syvyyttä kyseisellä tieosuudella ja että termi, 1000 KVL, ei kuvaa suoraan kais-taa rasittavaa nastarengasliikenteen määrää. Sillä voidaan kuitenkin kätevästi suhteuttaa mitatut urasyvyedet liikenteeseen, koska KVL-arvo on aina saatavissa. Yksiajorataisilla teillä KVL-arvoa käytetään siis sellaisenaan, kaksisuuntaisen liikenteen määränä, moottoriteillä käytetään kertoimia kaistaluvun mukaan. Suuruusluokkaa kuvaavina urautumisen tunnuslukuina mainittakoon:

asfaltti:

uran lisäys 0,45 ± 0,15 mm/v/1000
KVL

betoni:

uran lisäys 0,12 ± 0,05 mm/v/1000
KVL

Kuvan B3-4 mukaisesti päällysteen urautumiseen vaikuttaa erityisesti se tieympäristö, jossa päällyste on. Sama päällyste samalla tiellä urautuu eri tavalla eri tien kohdissa, mikä johtuu esimerkiksi sellaisista tekijöistä kuin kaistan leveys ja auton liikkumavara sivusuunnassa, pientareitten leveys, tien kaartaisuus ja tasaus tai optinen ohjaus. Tällaiset tekijät joko keskittävät ajolinjat hyvin samanlaisiksi tai hajauttavat ne koko kaistan leveydelle. Uran syvyyden kehittymistä voidaan siten hidastaa leveämmillä teillä, paremmalla tiegeometrialla ja muilla vastaavilla toimenpiteillä. Urautumiseen vaikuttavat myös monet ajopsykologiset syyt; on voitu esimerkiksi osoittaa, että silmin havaittava ura keskittää ajolinjoja uran kohdalle, mistä uranmuodostus vain kiihtyy.

Betonipäällysteellä urautuminen on kokonaan kuluminen aiheuttamaa. Asfalttipäällysteillä sen sijaan katsotaan, että keskimäärin n. 20 % uran syvyydestä aiheutuu päällysteen ja rakenteen deformaatiosta kesän aikana. Ulkomailla, missä nastoja ei käytetä lainkaan, raskaimmin liikennöidyt asfalttipäällysteet urautuvat haitallisesti pelkän lämpödeformaation vuoksi. Yksittäistapauksissa deformaatio on pilannut uuden asfalttipäällysteen Suomessakin. Deformaatiovaaran poistaminen on yksi syy eri puolilla maailmaa harkittaessa raskaimmin liikennöityjen teiden päällysteen vaihtamista betonipäällysteeksi.

B 324 Sallitut uransyvytydet

Sallittujen maksimiarvojen määrittely uransyvyyksille on harkinnanvarainen kysymys. Yleensä veden kertymistä uraan pidetään ensisijaisena näkökohtana. Vaikka jo 5 mm uraa pidetään ulkomailla usein haitallisena vesiroiskeen takia etenkin suurilla nopeuksilla, vasta 20 mm luokkaa olevia uria pidetään yleensä vesiliirron kannalta vaarallisina.

Tien sivukaltevuudella on suuri merkitys siihen, miten nopeasti uraan kerääntyy haitallisessa määrin vettä ja miten syvä ura voidaan sallia. Riittämättömän rahoituksen olosuhteissa sallituilla urasyvyyksillä joudutaan tekemään myös tiepolitiikka; sietoraja asetetaan rahoitusmahdollisuuksien vaatimalle tasolle.

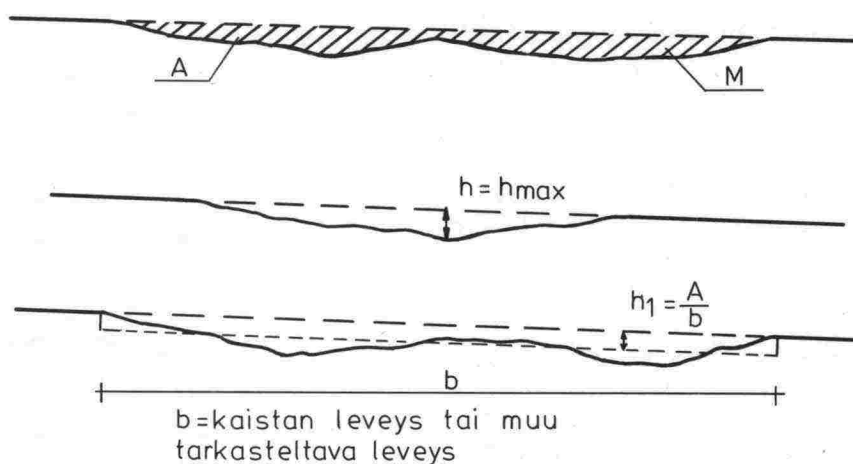
Suomessa on yleisten teiden päällystesuunnittelun tavoitteeksi asetettu /27/, että ulomman raideuran keskimääräinen syvyys olisi toimenpiteisiin ryhdyttäessä vähintään kuvan B3-7 mukainen: Kynnys päällystämiseen ryhtymiselle olisi siten 13 - 32 mm:n syvyinen ura riippuen tien liikennemäärästä ja tien nopeusrajoituksesta. Syksyisin päällystyskauden jälkeen tavoitearvojen ylityksiä ei päällystetylle tieverkolle juurikaan jää (n. 1,5 %), mutta keväeseen mennessä todelliset urasyvytydet ovat uusittavilla päällysteillä huomattavasti sallittuja arvoja suuremmat. Vuosittain Suomessa päällystetään teitä puhtaasti urakuluman takia n. 700 km, mikä maksaa n.100 mmk.

Kulunut poikkipinta-ala A [cm²]

Kulunut massamäärä M [g]

Suurin uran syvyys $h = h_{\max}$ [mm]

Keskimääräinen kuluma $h_1 = \frac{A}{b}$



Suhteellinen kuluminen $S = [\% / 100]$

S kuvaa päällysteen kulumista eri olosuhteissa verrattuna johonkin lähtötasoon

Ominaisurautuminen [urautumisnopeus]

$U_0 = \text{mm/v} / 1000 \text{ KVL}$ tai

$U_0 = \text{mm} / 10^6 \cdot \text{nastarengasajon}$.

Ominaiskuluminen (kulumisnopeus)

$K_0 = \text{SPS-luku} = \text{t/km} / 10^6 \cdot \text{nastarengasajon}$
 $= \text{g/km} / \text{nastarengasajon}$.

KUVA B3-6. Kuluminen ja urautumisen käsitteitä

		Urasyyvyys [mm]			
KVL	nopeus- rajoitus				
		< 60	80	100	120
< 1500		32	23	20	16
1500-6000		29	21	18	14
> 6000		25	18	15	13

Uramittarilla mitatun tieosan keskimääräisen urasyyvyyden lisättyä mittausajankohdan ja suunnitellun päällystämisaikajohdan välisenä aikana tapahtuvalla keskimääräisellä kulumisella tulee olla vähintään taulukon mukainen päällysteen uusimisesta päätettäessä.

KUVA B3-7. Urautuneen päällysteen uusimiskriteerit 'Päällystesuunnittelu 1984' mukaan /27/

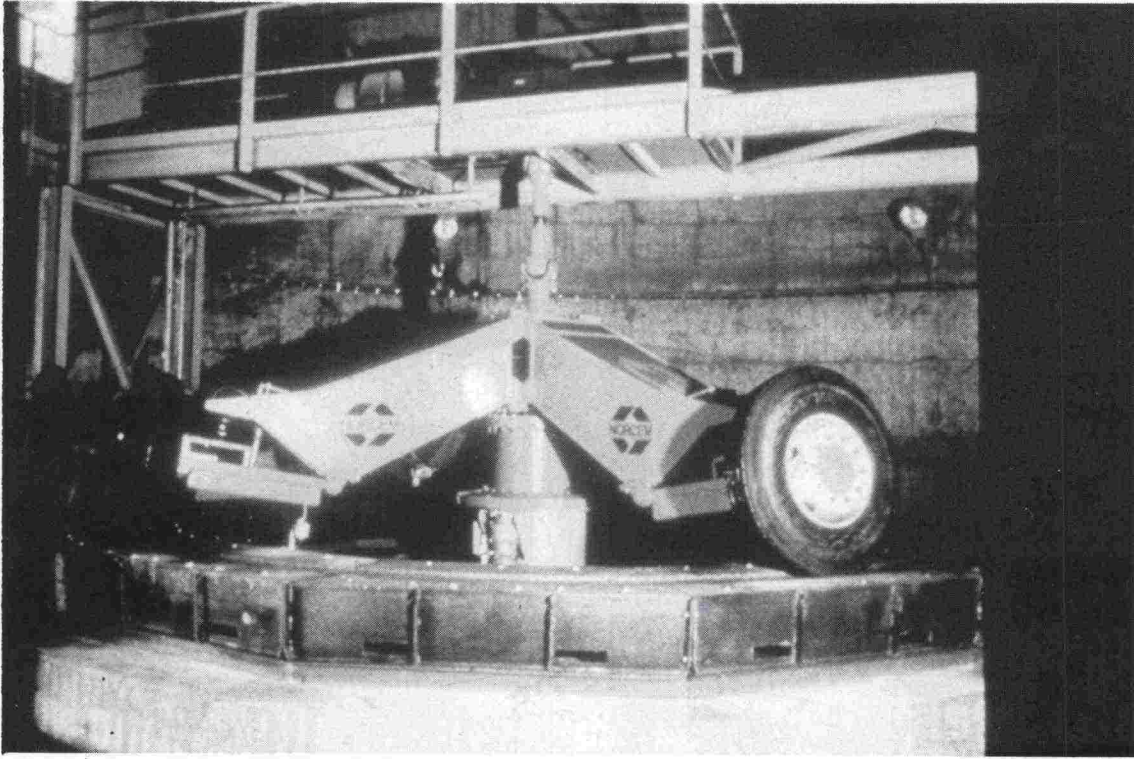
B 325 Kulumisominaisuuksien tutkiminen

Luotettavin kuva päällysteiden kulumiskestävyydestä ja urautumisesta saadaan valmistamalla todellisista materiaaleista, todellisessa työmitakaavassa koepäällysteitä todellisiin liikenneolosuhteisiin ja tutkimalla kulumista ja urautumista kenttämittausten avulla. Päällysteitä voidaan kehittää myös päällystetyltä tieverkolta saatavien uranmittaus-tietojen pohjalta. Suomessa tähän tarjoutuu tilaisuus asfalttipäällysteiden osalta, mutta betonipäällysteet ovat niin vähälukuisia ja niiden vuosikuluma niin vähäistä, että nopeutetut laboratoriokokeet ovat tarpeen.

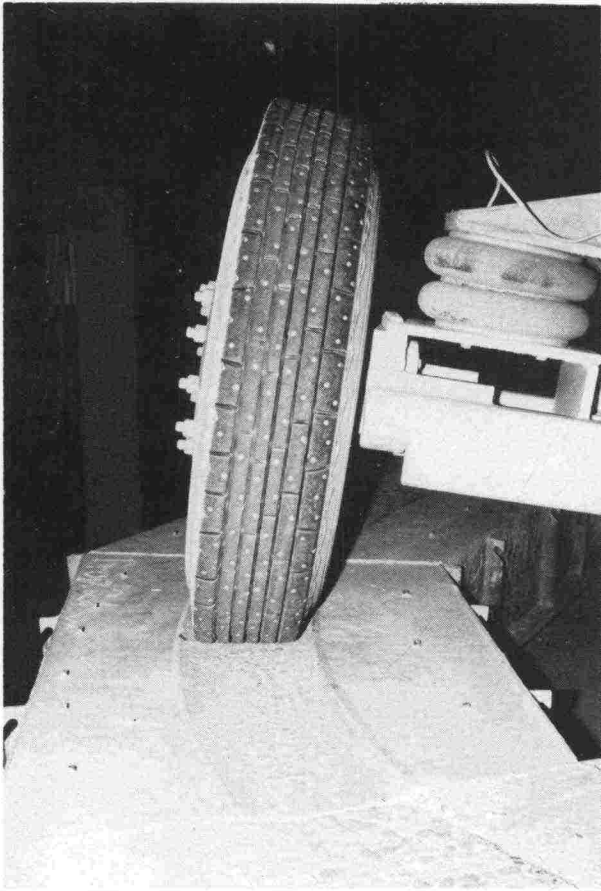
Nastarengaskulumista on tutkittu laboratorioissa 1950-luvun lopulta lähtien. Tyypillisin tutkimusväline on horisontaalinen kulutuskoerata, (kuva B3-8), jossa koneisto pyörittää nastoitettuja renkaita muutaman metrin suuruista kehää pitkin, jolle koepäällysteet on asetettu segmentteinä (kuva B3-9). Periaatteessa samantyyppiset laitteet tulivat käyttöön nastojen käytön yleistyessä kymmenissä laboratorioissa eri puolilla maailmaa. Tällä hetkellä Norjan ja Suomen koeradat lienevät ainoat, jotka ovat aktiivisessa kulumistutkimuskäytössä. Koska jäljempänä tarkastellaan Norjassa ja Suomessa tehtyjen koerata-ajojen tuloksia, esitetään kuvassa B3-10 koeratojen tunnistetiedot. Norcemin rata on järeämpi ja suunniteltu erityisesti betonikoelaattojen kuluttamiseen.

VTT:n koerata on suunniteltu asfalttipäällysteitä varten; pieni muotinsyvyys (6 cm) on haitannut betonipäällysteiden tutkimista. Uusimmassa vertailututkimuksessa laatan paksuus voitiin nostaa 9 cm:iin.

Myös toisentyypisiä koulutuskoeratoja on käytössä. Näistä Suomessa lienevät tutuimpia Neste Oy:n vertikaalirata, jota ainakin kerran on käytetty myös betoninäytteiden tutkimiseen /25/. Myös ns. kantavuusratoja - jotka ovat tyypiltään horisontaaliratoja - on käytetty kulumisominaisuuksien tutkimiseen. Tällainen laite on mm. Neste Oy:n laboratoriossa Porvoossa (halk. 3,7 m) ja LCPC:n laboratoriossa Ranskassa (halk. n. 30 m). VTT:n betoni- ja silikaattitekniikan laboratoriossa on otettu v. 1987 käyttöön betonin kulumisominaisuuksia mittaava, lähinnä jyrävä laite betonin arktisten sovellutusten tutkimiseen. Laboratoriotutkimuslaitteista tunnetuin lienee Länsi-Saksassa kehitetty Tröger-laite, jossa vaakatasossa akselinsa ympäri pyörivän näytepinnalle pintaan ammutaan kovametallineuloja. Laite jäljittelee melko hyvin nastarenkaan aiheuttamaa kulutusta. Samaa voidaan sanoa VTT:n tie- ja liikennelaboratorion kehittämästä poranäytteiden kulutuslaitteesta ('Sisto'-laite), jossa normaalinastoilla varustetut pienet pyörät kuluttavat porakappaletta sivulta päin.



KUVA B3-8. Kulutuskoerata Norcemin
laboratoriossa Norjan Slammestadissa
/15/



KUVA B3-9. Kuluttava kartiorengas
Norcemin koeradalla /15/

	SUOMEN KOERATA	NORJAN KOERATA
Otettu käyttöön	1966	1985
Sijainti	VTT, Tie- ja liik.lab. Espoo	Norcem AG, Tielab. Slemmestad, Norja
Rata, halkaisija	3,66 / 3,06	6,0 m
nopeus	32 km/h	56...70 km/h
pyöriä	4 kpl	4 kpl
pyöräkuorma	3,3 kN	25 kN
Rengas, tyyppi	Normaali ha-rengas NR 09 165 x 13	Vulkanoitu, kartio- mainen ka-rengas
nastoitus	120 kpl	400 kpl (12/17 mm)
paine	200 KPa	750 KPa
Ratamuotti, lukumäärä	6 kpl	12 kpl
syvyys	6 (9) cm	25 cm
Ajo-olosuhteet, kosteus	Märkä / kuiva	Märkä / kuiva
lämpötila	n. +5°C	Ei jäähdystystä
Käyttötarkoitus	Asf. (Bet.)	Bet.

KUVA B3-10. Suomen ja Norjan kulutus-
koeradat (horisontaaliradat)

Mikään käytössä olevista tutkimuslaitteista ei kuvaa tyydyttävästi todellista tiekulumaa. Sen vuoksi koerata-ajojen tulokset on aina kalibroitava kenttämittauksiin ennen pitkälle menevien johtopäätösten tekoa. Koeradoilla voidaan kuitenkin 1 - 3 viikon ajossa kuluttaa päällysteseen maksimiurat ja siten oleellisesti nopeuttaa tutkimusta ja entistä kestävämpien päällystetyyppien kehittämistä.

B 33 BETONIPÄÄLLYSTEEN KULUMIS- KESTÄVYYS

Ennen kuin jäljempänä kohdassa B 34 vertaillaan betonipäällysteen kulumiskestävyyttä asfalttipäällysteisiin, on syytä panna betoni "kilpailemaan itsensä kanssa", toisin sanoen tarkastella niitä tekijöitä, jotka tekevät betonipäällysteestä kulumiskestävän.

B 331 Kulutusta kestävä betonipäällysteen tuntomerkit aikaisempien tutkimusten perusteella

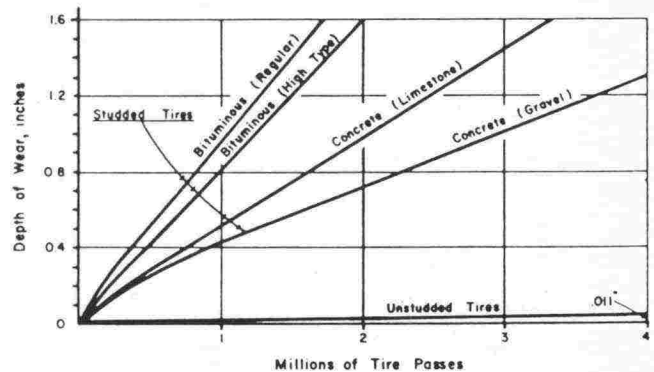
Betonipäällyste mitoitetaan niille toistuville jännityksille, joita liikennekuormat ja säätilan vaihtelut aiheuttavat. Betoni suhteitetaan tiettyyn puristus- ja taivutusvetolujuuteen unohtamatta pakkaskestävyyttä. Työssä tavoitellaan hyvää tasaisuutta ja pinnan harjauksessa tai kuvioinnissa hyviä kitkaominaisuuksia.

Nastarengaskuluminen on vieras tekijä tässä kuviossa. Se ohentaa laatan tehokasta paksuutta, vaatii betonilta kokonaan uudenlaisia ominaisuuksia ja tekee tyhjäksi harjauksen ja pintakuviointien merkityksen. Betonimassan hyvä kulumiskestävyys on siten oleellinen kysymys paitsi liikenteen myös betonipäällysteen itsensä kannalta.

1950-luvulla ennen nastarenkaiden tuloa päällystebetoni tehtiin Portland-sementistä ja paikallisesta, puhtaasta kiviaineksesta. Rakeisuus-käyrä oli jatkuva ja maksimiraekoko suuri (> 40 mm). Karkean kiviaineksen tuli olla ainakin osittain murskattua. Sementtiä käytettiin $250 - 300 \text{ kg/m}^3$ ja sillä tavoiteltiin n. K30 puristuslujuutta 28 vuorokauden iässä. Vesisementtisuhte oli korkea ($> 0,50$), valu tapahtui sivumuotillisilla "junakoneilla" pinnalta täryttäen. Pakkaskestävyys varmistettiin ennakkokokeilla sementin määrää säätämällä.

Vaikka näissä betonisuhteituksissa ei ollut voitu huomioida kulumisvaatimusta lainkaan, kestivät ne yleensä nastarengaskulutusta selvästi paremmin kuin asfalttipäällysteet riippuen kuitenkin siitä, millainen runkokiviaines oli kulumisominaisuuksiltaan. Kuvassa B3-11 on esitetty kulumistuloksia Minnesotasta perinteisillä päällystemassoilla tehdystä koerata-ajosta. Betonipäällysteen kulumista pidettiin kuitenkin kaikkialla liian suurena, varsinkin kun korjausmenetelmiä ei tunnettu. Kun tutkimusohjelmia betonipäällysteen kulumiskestävyyden parantamiseksi käynnistettiin 1960-luvulla samanaikaisesti eri puolilla maailmaa /1,2,3,5,6,41/, havaittiin pian, että karkean kiviaineksen laatu (mahdollisimman lujaa ja murskattua) ja määrä olivat päätekijöitä kulumiskestävyyden parantamisessa. Minnesotassa esimerkiksi havaittiin, että karkean kiviaineksen vaihtamisella ja 15 % sementin lisäyksellä päästiin 10 % parempiin kestävyysiin kuin kuvan B3-11 parhaalla betonilla - mutta toimenpiteestä aiheutui 25 % kustannuslisä tavanomaiseen betonimassaan verrattuna. Ruotsalaisissa tutkimuksissa osoitettiin, että vesisementtisuhteen pienentäminen ja tehostettu tärytys paransivat betonin kulumiskestävyyttä, sen sijaan sementin määrän lisäyksellä ei sinällään saavutettu parempia tuloksia. Itävallassa osoitettiin, että epäjatkuva rakeisuus-käyrä, karkean aineksen hyvä laatu ja suuri osuus sekä suuri maksimiraekoko ovat tärkeitä hyvälle kestävyydelle (kuva B3-12). Kuvan mukaan itävaltalainen kokemus osoitti, että

karkean kiviaineksen oikealla valinnalla voidaan päällysteen kulumiskestävyys parantaa nelinkertaiseksi. Puristuslujuuden noston myönteinen vaikutus todistettiin eri tahoilla, mutta todettiin kalliiksi.



KUVA B3-11. Eri päällysteiden kulumiskestävyys nastarengasliikenteessä, Minnesota 1970 /1/

Myös modifioituja betoneja tutkittiin. Yhdysvalloissa osoitettiin, ettei latex-pohjaisilla lisäaineilla saavutettu merkittävää parannusta, sen sijaan epoksin käyttö vähentää tehokkaasti kulumaa, mutta aiheuttaa liukkaita ja on erittäin kallista. /1/

Samalla kun tutkimustoiminta maailmalla laantui nastojen tultua kielletyksi, omaksuttiin Suomeen ulkomaisten tutkimusten parhaat tulokset ja kehitettiin kulutuskestävää betonilaatua koeteiden yhteydessä. /18, 19, 21, 22, 25, 28, 29, 30, 35/

Nastarengaskulutusta kestävä betonipäällysteen tuntomerkkeinä on Suomessa tähän asti pidetty ainakin seuraavia ominaisuuksia:

- | | |
|--------------------|---|
| betoni: | K 50...K 60 (91 vrk) |
| vesisementtisuhte: | < 0.40 |
| sideaine: | sementti ja masuunikuonajauhe suhteessa 50/50 |
| lisäaineet: | notkistin, lisähuokostin |
| karkea kiviaines: | mineraalikoostumukseltaan tasainen, lujaa, puhdas kalliomurske, max. raekoko n. 32 mm |

hieno kiviaines: luonnonhiekkä
0...4 mm

kiviainessuhteitus:

epäjatkuva rakei-
suus käyrä, 4...8
mm rakeet puuttu-
vat, kuva B3-13
karkean kiviainek-
sen osuus yli 60 %

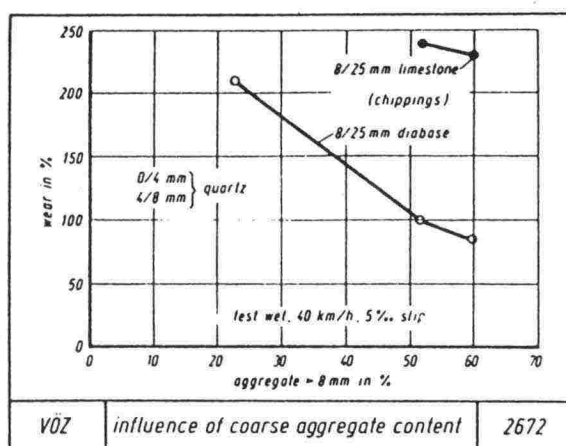
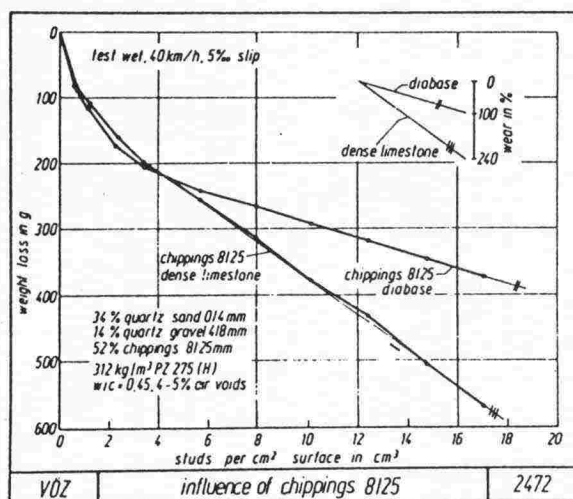
Kulumiskestävyyden kannalta tärkeinä piirteinä on siten opittu pitämään korkeaa puristuslujuutta, alhaista vesisementtisuhdetta, epäjatkuvaa rakeisuuskäyrää ja karkean kiviaineksen suurta määrää. Päällysteen ominaiskulukselle ratkaiseva merkitys on kuitenkin karkean kiviaineksen laadulla. Parhaita päällyskiviaineita käytettäessä on eo. periaatteilla suhteitetun betonipäällysteen ominaisurautumiseksi voitu Suo-

messa ottaa

$$U_0 = 0,12 \text{ mm/v/1000 KVL}$$

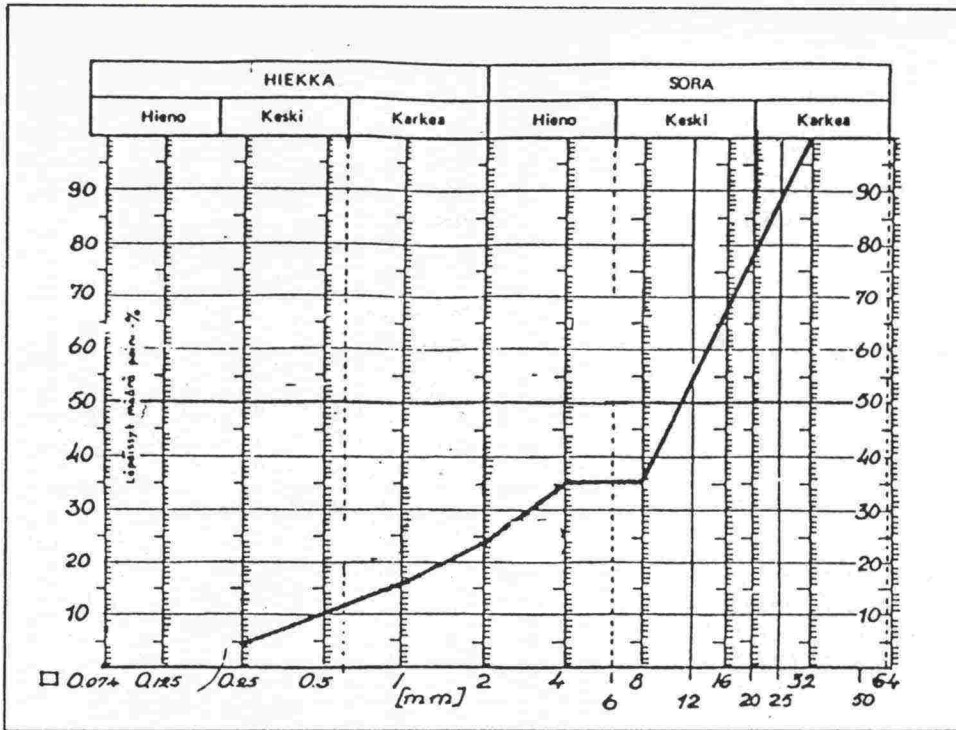
Tämä arvo tulee olemaan betonipäällysteen kulumisen perusarvona betonipäällysteiden suunnitteluohjessa. Se perustuu tähänastiseen kokemukseen uramittauksista kentällä sekä koeteiden rakentamisen yhteydessä tehtyihin koerata-ajoihin.

Hyvä kulutuskestävyys edellyttää paitsi hyvää betonia myös onnistunutta työn suoritusta. Tavoitteena tulee olla mahdollisimman paljon karkeaa kiviainesta mahdollisimman lähellä pintaa. Epähomogeeninen massa paljastuu epätasaisena kulumisena. Liian korkea vesisementti suhde ja virheellinen levitystapa voi paljastua nopeasti kuluvana sementti-laastikerroksena päällysteen pinnalla.



aggregate > 8 mm		wear resistance low : high	
wear resistant stone		1	2
high content - coarse grading		1	1,2
- gap grading 4/8 mm		1	1,3
clean surface		1	1,2
		1	4
VÖZ	concrete of high wear resistance	6671	

KUVA B3-12. Kiviaineksen laadun ja rakeisuuden merkitys betonipäällysteen kulumiskestävyydelle itävaltalaisen tutkimuksen mukaan /6/



KUVA B3-13. Epäjatkuva ohjekäyrä
betonipäällysteen kiviainekselle
/25/

B 332 Uusi norjalainen kehitys-
projekti betonipäällysteen
kulumiskestävyyden edelleen
parantamiseksi

Norjassa on päällysteiden kulumisongelma vilkkailla teillä, - jos mahdollista -, vielä vaikeampi kuin Suomessa. Kaikki henkilöautot ja n. 60 % raskaasta liikenteestä käyttää nastoja, tiet ovat melko kapeita, liikenne keskittyy vuoristoisen topografian takia harvoille päätteille. Betonipäällysteitä on rakennettu yksittäisinä projekteina vuosikymmenien ajan ilman, että betoni olisi tullut laajamittaiseen käyttöön päällysteenä. Viimeisin työ 1970-luvulla oli Vestfoldin läänin Oslon eteläpuolelle tieosalle E18 Klinesstad - Langåker vuonna 1979 rakennettu 6,0 km kaksikaistainen betonipäällyste. Tällä tieosalla käytettiin C45-lujuusluokan hyvää tiebetonia (vastaa K45), joka ominaisuuksiltaan vastasi kohdassa B 331 mainittuja periaatteita. Tälle päällysteelle odotettiin 2 - 3 kertaa parempaa kulumiskestävyyttä kuin asfaltille. Uramittaukset betonipäällysteellä ja viereisillä asfalttipäällysteillä osoittavat, että tämä tavoite on saavutettu. Betonipääl-

lysteen urasyvyyden kehitys viiden vuoden aikana on ollut keskimäärin 0.28 mm/v/1000 KVL.

Vaikka betonipäällyste urautuu siten selvästi hitaammin kuin asfalttipäällyste, myös betonipäällysteen kuluminen aiheuttaa ennen pitkää korjaustoimenpiteitä. Havaittiin, että betonipäällysteen kilpailukyvyn parantamiseksi nastarengasolosuhteissa on betonipäällysteen kulumiskestävyyttä edelleen parannettava.

Tähän kehitystyöhön tarjoutui Norjassa tilaisuus, kun E18-valtatien parantamista päätettiin jatkaa betonipäällysteisenä. Päätös syntyi 1984 ja 6 km pituinen tieosuus Klinesstad - Tassebekk päällystettiin betonilla 1986. Tällä välin toteutettiin tieviranomaisten, urakoitsijan ja sementtiteollisuuden yhteistyönä laaja tutkimusohjelma entistä kulutuskestävämmän tiebetonin kehittämiseksi.

Tutkimusohjelman rungoksi muodostuivat Norcem Cement A/S:n kulutuskoe-radalla, (kuva B3-8), tehdyt erilaisen betonipäällysteiden kulutuskokeet. Näitä kokeita täydennettiin muilla betonin laboratoriotutkimuksilla sekä kentällä tehdyillä ura-

mittauksilla. Koerata rakennettiin varta vasten tätä kehitysprojektia varten ja tutkimusohjelma laadittiin ja vietiin läpi eri osapuolten tiiviinä yhteistyönä. Projektin mielenkiintoisia - jopa yllättäviä tuloksia käytettiin hyväksi toteutettaessa viimeisintä betonipäälysteprojektia v. 1986, ja niitä on julkaistu sekä tieviranomaisten (Vejdirektoratet), että Norcem Cement A/S:n toimesta /7/, /5/. Kehittämisyöntein päätuloksia olivat:

-Betonin lujuudella on ratkaiseva merkitys kulutuskestävyydelle. Puristuslujuuden nostaminen C45:stä C75:een vähentää kulumista 50 - 65 %; lujuuden nosto vielä tätäkin korkeammalle parantaa edelleen kulumiskestävyyttä, mutta ei enää yhtä tehokkaasti, (kuva B3-14).

-Korkealujuusbetoneissa saavutetaan hyvä pakkaskestävyys ilman lisähuokostusta. Lisähuokostus pienentää puristuslujuutta 5 - 6 % yhtä lisättyä ilman tilavuusprosenttia kohti ja vaikuttaa siten kielteisesti kulumiskestävyyden kannalta. Perusteelliset suola-pakkaskokeet osoittivat, että pakkaskestävyys on erinomainen ilman lisähuokostusta /7/.

-Kiviaineksen maksimiraekoolla on vain vähän merkitystä kulumiskestävyyden kannalta, kun kyseessä on korkealujuuksinen betoni. Pienempi raekoko parantaa kuluneen pinnan ajomukavuutta ja alentaa melutasoa; sen vuoksi uusimpaan päällysteeseen valittiin $D_{max} = 22 \text{ mm}$ ja $D_{max} = 16 \text{ mm}$ käyttöä suunnitellaan seuraavissa projekteissa.

-Epäjatkuvalle rakeisuuskäyrällä ei ole saatu parempia tuloksia kuin jatkuvalle käyrällä.

-Karkean kiviaineksen kulumisominaisuudet määräävät lopulta ne rajat, joiden puitteissa päällysteen kulumiskestävyyteen voidaan vaikuttaa. Vain paras on kyllin hyvää vilkaimman liikenteen teille, mutta muualla voidaan tavoiteltu kulumiskestävyys saavuttaa yleensä paikallisilla kiviaineksilla betonin lujuusluokkaa säätämällä.

-Kuluneen pinnan kitkaominaisuuksien takia betonin lujuusluokka tulisi valita kulutuskokeiden perusteella sellaiseksi, että kulumisen edetessä karkeat kivet jäävät hienoaainesmassan kuluessa pintaan, kuitenkin niin, etteivät kivet irtoa. Jos kivien ja muun betonimassan kulumisominaisuudet ovat korkealujuusbetonissa samanlaiset, voi päällysteestä tulla liukas.

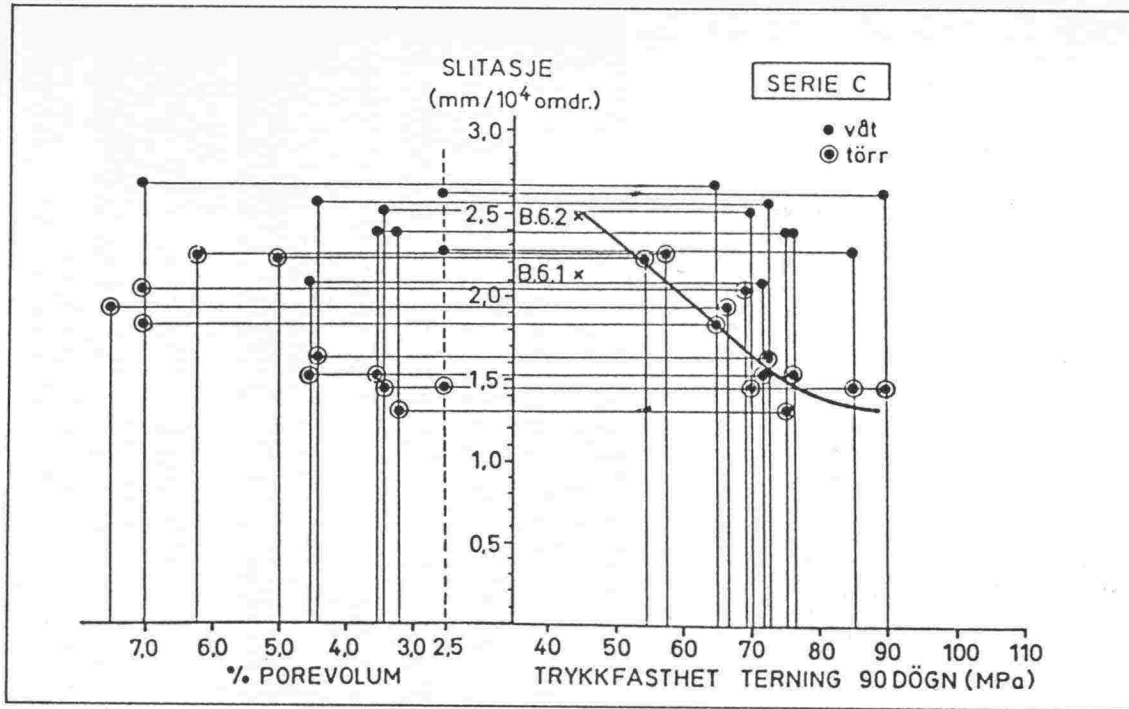
-Myös hienon kiviaineksen laadulla on suurempi merkitys kulumiskestävyydelle, kuin aikaisemmin on otaksuttu. Murskattu hiekka-fraktio antaa paremmat tulokset kuin luonnonhiekka.

-Märkäkuluminen on n. 3-kertainen kuivakulumiseen verrattuna ja tähän on vaikea vaikuttaa. Myös massiivinen luonnongraniitti kuluu enemmän märkänä kuin kuivana.

-Teräs- tai muovikuitujen lisääminen ei ole merkittävästi parantanut betonilaatan kulumiskestävyyttä.

Konkreettisena kehittämistyön tuloksena määriteltiin Klinestad - Tassebekk -projektin betonisuhteitus (kuva B3-15) ja betonin ominaiskuluminen. Parhaalla koeajoissa käytetyllä kiviaineksella (Hornfels) ominaiskulumiseksi C75-betonille saatiin $0,10 \text{ mm/v/1000 KVL}$ (80 % märkää/20 % kuivaa), mutta työssä käytettiin kuitenkin toista kiviainesta (Syantitporfyri), jonka ominaiskulumiseksi mitattiin $0,14 \text{ mm/v/1000 KVL}$.

Lujuustason nostaminen C40:stä C75:een nosti norjalaisen kokemuksen mukaan betonipäälysteen kustannuksia n. 15 %. Rakennuskustannusten nousuun vaikuttavat ainakin seuraavat tekijät: kehitystyö, laajemmat ennakkokokeet, parempi sementtilaatu ja suurempi sementin määrä, suuremmat vaatimukset massan valmistukselle, tiukemmat rajat laadunvalvonnessa, parempi karkea sekä hieno kiviaines. Rakennuskustannusten nousun vastapainoksi tulee yli kaksinkertainen elinikä C40-päälysteeseen verrattuna ja pääomitettujen kunnossapitokustannusten putoaminen noin viidesosaan, kuten kuvan B3-16 laskelma osoittaa.



KUVA B3-14. Betonipäällysteen suhteellinen kulumisen puristuslujuuden ja ilmamäärän funktiona norjalaisen tutkimuksen mukaan /7/

Eräät tämän norjalaisen tutkimustyön tuloksista saattavat aiheuttaa vastaväitteitä ja olla ristiriidassa muissa maissa saatujen kokemusten kanssa. Tutkimus on joka tapauksessa osoitus betoniteknologian tarjoamista uusista mahdollisuuksista päällysteiden kulumisongelman ratkaisemiseksi nykyistä oleellisesti paremmalla tavalla. Tutkimustyö jatkuu Norjassa ja kiihtyy uudelleen myös muissa nastarenkaita käyttävissä maissa.

LUJUUSLUOKKA	C75
	kg/m ³
Sementti (SP304A)	380
Vesi	150
V/C + s = 0,38	
Hiekka	742
Murske 8...16	559
Murske 16...22	559
Silika	15
Notkistin	3

KUVA B3-15. Norjalaisen C75-betonin suhteitus /11/

	Urautumisnop. (mm/1000 KVL)	Kestoikä (v)	KP-kust. 30 v. Nkr/m ²	KP-kust. nykyarvo (7 % muk.)
Asfaltti	0,50	13	410	134,45
C40 vuodelta 1979	0,28	18	220	71,85
C50 tarjous 1984	0,22	22	190	53,55
C75 valettu 1986	0,14	32	60	18,75
C75 (Hornfels)	0,10	41	60	12,85

KUVA B3-16. Norjalaisen C75-betonin taloudellisuustarkastelu kunnossapitokustannusten pohjalta /14/

B 333 Uusi suomalainen tutkimus

Osittain norjalaisen kehitystyön innoittamana päätettiin betonitieprojektiin yhteydessä v. 1987 etsiä suomalaista "superbetonia", kulumiskestävydeltään entistä parempaa betonin suhteitusta. Tutkimuksen tavoitteeksi asetettiin

1. betonipäällysteen kulumiskestävyteen oleellisimmin vaikuttavien tekijöiden ja niiden merkityksen selvittäminen
2. nykyistä oleellisesti kulumiskestävämmän (n. 0,05 mm/v/1000 KVL), käyttökelpoisen betonisuhteituksen määrittäminen
3. asfaltin ja betonin välisen kulumiskestävyssuhteen tarkentaminen

Tutkimus suoritettiin VTT:n tie- ja liikennelaboratorion toimesta tvh:n ja RTY:n yhteisen betonitieryhmän valvonnassa. Tutkimuksen tulokset on julkaistu VTT:n tie- ja liikennelaboratorion tutkimusselostuksessa no 658/1988.

Koska tutkimusohjelma tuli olemaan suppea - kaksi koerata-ajoa, kummasakin 6 laattaa - käytettiin koeohjelman suunnittelussa lähtökohtana kaikkea sitä tietoa, mikä omista ja ulkomaisista kenttähavainnoista ja tutkimuksista on entuudestaan ollut

käytettävissä. /7, 5, 6/. Joka tapauksessa tutkittavia muuttujia jouduttiin rajoittamaan ja päädyttiin myös siihen, että kutakin suhteitusta edustaa vain yksi koelaatta, mikä tietysti rajoittaa tulosten tilastollista edustavuutta. Tutkimukseen sisällytettiin seuraavat muuttujat (kuva B3-17):

- betonin lujuusluokka (4 eri lujuutta)
- kiviaineksen maksimiraekoko (2 kokoa)
- jatkuva ja epäjatkuva raakeisuuskäyrä
- karkean kiviaineksen laatu (2 kiviainesta)
- masuunikuonajauheen/silikan käyttö
- jyrситyn pinnan kuluminen (1 laatta)
- norjalaisen ja suomalaisen koeradan vertailu
- kumibitumiasfaltin ja normaaliasfaltin vertailu betonin kulumiseen.

Betonikoelaattojen suhteitustiedot on esitetty kuvassa B3-18.

Koerata-ajojen kulumistulokset ja kulumissuhteet käyvät ilmi kuvista B3-19 ja B3-20.

Laatta	Tunnus	Kiviaines	Lujuus	Muuta
1	B32E	Tonaliitti	K70	Silikalisyys
2	"	"	K60	s/k
3	"	"	K50	"
4	"	"	K30	" LH
5	"	Gabro	K60	s/k
6	B22E	Tonaliitti	"	"
7	B22J	"	K70	"
8	"Norcemin tiebetonilaatta"	(K80)	(Silikalisyys)	
9=2	B32E	Tonaliitti	K60	Jyrsitty
10	kAB32E	"		Kumibitumi
11	AB22E	"		
12	AB22J	"		
13=2	Ajetaan Norcemin kulutuskoeradalla			
14=4	"			

Merkintöjen selvennykset:

Tunnus: B = betoni, kAB = kumiasfalttibetoni, AB = asfalttibetoni, E = epäjatkuva kiviaineskäyrä, J = jatkuva kiviaineskäyrä

Kiviaines: Tonaliitti = Koskenkylän erittäin kulutustakestävä kiviaines
 Gabro = Usmin tavanomaisen kulutusta kestävä kiviaines

Lujuus: Suunnittelulujuus puristuslujuuden keskiarvona

Muuta: s/k = 50/50% sementtiä/masuunikuonajauhetta
 LH = lisähuokoistus
 Jyrsitty = Valetun koelaatan pinnasta jyrsittiin n. 1 cm ennen kulutuskoeajoa
 Betonimassoissa on käytetty myös nesteytintä.
 9=2 tarkoittaa, että laatta 9 on samanlainen kuin laatta 2, mutta jyrsitty ennen ajoa.

KUVA B3-17. Tutkimusohjelma ja muuttujat uudessa suomalaisessa tutkimuksessa /39/

Yleisesti voidaan todeta, että koe-rata-ajojen tulokset ovat johdonmukaisia eikä tuloksia tarvitse selittää koejärjestelyjen epäonnistumisella. Parhaaseen betonilaatuun (K70) verrattuna tavanomainen tiebetoni (K50 - K60) kului kokeessa 1,3...1,4 kertaa enemmän, huonoin betoni (K30) 2,4 kertaa enemmän, kumibitumi 1,8 kertaa enemmän ja tavanomainen asfalttibetoni n. 3.5 kertaa enemmän. Eri muuttujien vaikutusta kulumiskestävyyteen tarkastellaan seuraavassa lyhyesti VTT:n tutkimusraportin pohjalta.

1. Puristuslujuuden merkitys.

Tulokset osoittavat yhtäpitävästi norjalaisten tutkimusten kanssa, että korkealujuusbetoneja käytettäessä kulumiskestävyys saadaan moninkertaiseksi. Lujuuden nosto K30:sta

K70:een nosti kulumiskestävyyden 2,4-kertaiseksi. Koe osoitti myös, että K70...K80 lujuusluokan betoneja voidaan valmistaa myös sementti/kuonasideaineita käyttäen ilman silikaa. Kokeessa käytetyt betonit olivat työstettävyydeltään huonoja, mutta käytännön tilanteissa ne voidaan lisäaineita käyttäen saada liukuvalukoneelle sopiviksi. Kokeessa puristuslujuuden nosto vähensi voimakaimmin alkukulumaa; märkäkulumisesakin vaikutus oli voimakkaampi kuin kuivakulumisessa.

OY PARTEK AB
BTK/Betonilaboratorio
KPe/

13.05.88

Tiebetonin kulutuskoe (työ 30108)

	30108/1	30108/2	30108/3	30108/4	30108/5	30108/6	30108/7	30108/8	30108/28
' suunnittelulujuus (91 vrk) ' K 70	K 70	K 60	K 50	K 30	K 60	K 60	K 70	K 80	K 60
' valaistuspäivä	23.06.87	23.06.87	25.06.87	28.07.87	24.06.87	24.06.87	30.07.87	19.08.87	29.07.87
' sementtiä kq/m ³									
' Pa-Luja (22.06.87) ' 434	434	197	152	142	200	202	202	390	201
' (nro 8 "Plattform") ' -	-	197	152	142	200	202	202	-	201
' masuunikuonaa									
' vettä	116	123	118	156	127	117	100	147	122
' kiviainesta	1895	1997	2056	1984	2110	2059	2043	1887	1983
' silika	28.92	-	-	-	-	-	-	15.40	-
' Scancem SP61 X-sem	4.545	-	-	-	-	-	-	-	-
' Scancem SP62	-	0.905	1.563	-	1.250	1.250	1.944	-	0.880
' Melaent 10/40	-	-	-	0.500	-	-	-	-	-
' Paroix L	-	-	-	0.040	-	-	-	-	-
' Betokem P	-	-	-	-	-	-	-	0.789	-
' V/C	0.27	0.31	0.39	0.55	0.32	0.29	0.25	0.38	0.30
' painuma ca	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
' VB, kivet levyssä s	8.0	6.0	8.0	3.5	10.0	7.0	5.0	9.0	6.0
' sem.liima	31.1	33.5	14.2	3.5	22.2	48.7	40.0	-	60.0
' ilmapitoisuus %	1.2	0.9	0.8	2.1	0.9	0.9	1.3	1.7	1.2
' tiheys kq/m ³									
' 7d	2490	2500	2523	2414	2625	2584	2601	2464	2568
' 28d	2510	2520	2523	2410	2650	2590	2534	2482	2502
' 91d	2490	2487	2496	2427	2623	2596	2564	2460	2520
' puristuslujuus MN/m ²									
' 7d	51.8	37.6	32.7	14.3	45.7	47.5	52.7	66.2	41.2
' 28d	65.6	50.5	44.7	23.3	54.6	55.1	62.0	75.6	50.5
' 91d	71.4	62.1	54.5	31.1	65.7	66.8	73.5	79.1	59.0
' taiv.vetolujuus (palkit)									
' 7d MN/m ²	7.39	6.36	4.76	2.26	6.07	6.34	7.55	7.11	5.58
' 28d	8.12	6.76	6.94	3.80	6.50	6.41	9.71	8.38	7.39
' 91d	9.55	8.43	6.56	3.90	8.21	8.94	10.73	8.71	7.07
' suolakakkaskoe									
' 10 kierrosta, %	0.1	-2.4	-6.6	-11.0	-2.1	-1.3	-0.8	-0.1	-1.9
' 25	0.0	-3.5	-7.2	-12.6	-3.3	-3.2	-1.6	-0.1	-2.7
' 50	0.1	-3.9	-8.1	-19.4	-3.5	-3.2	-1.9	-0.2	-3.1
' 75	0.1	-4.2	-9.4		-3.7	-3.3	-2.4	-0.7	-4.0
' 100	0.1	-4.9	-11.2		-4.4	-3.7	-2.5	-2.2	-4.6
' 125	-0.1								
' 150	-0.1								

KUVA B3-18. Betonikoelaattojen
suhteitus ja aineenkoetustulokset
/39/

Laatta	Tunnus	Kuluminen cm ²	SPS g/km	Kulumissuhde	SPS (g/km/ajon)
					10 20 30
1.	B32E,70,T	6,5	8,2	100	B70
2.	B32E,70,T	8,5	10,7	130	B60
3.	B32E,50,T	9,0	11,3	138	B50
9.	B32E,60,T,J	10,4	13,1	160	B60 jatk.
8.	Norcem	11,0	13,9	169	Norcem C75
7.	B22J,70,T	11,5	14,5	177	B70 (22 mm)
6.	B22E,60,T	11,5	14,6	178	B60 (22 mm)
10.	kAB32 T	11,8	14,8	181	Kumiasf.
4.	B32E,30,T	15,4	19,5	238	B30
11.	AB22E, T	15,6	19,7	241	Ab epäjatk.
5.	B32E,60,G	19,2	24,3	296	B60, eri kivilaatu
12.	AB22J, T	22,4	28,3	345	Ab, normaali

KUVA B3-19. Koelaattojen kulumis-
tulokset ja keskimääräinen kulumis-
suhde /39/

2. Kiviaineksen merkitys.

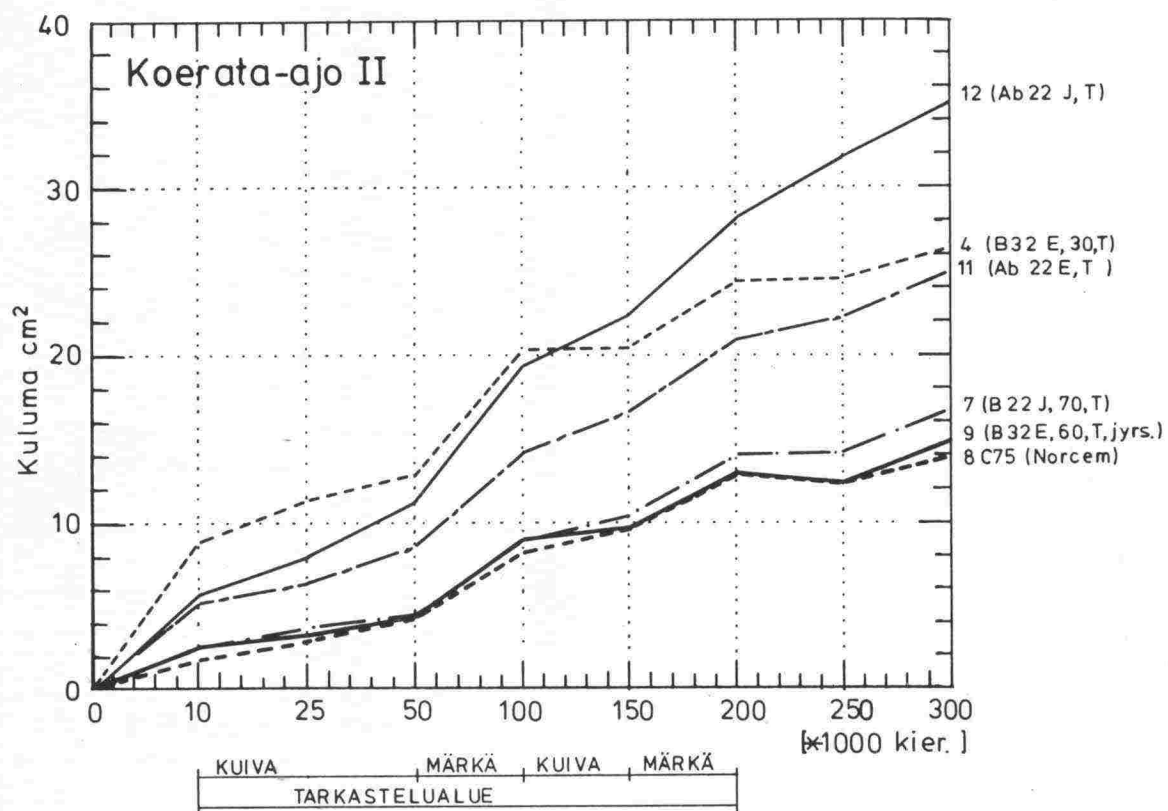
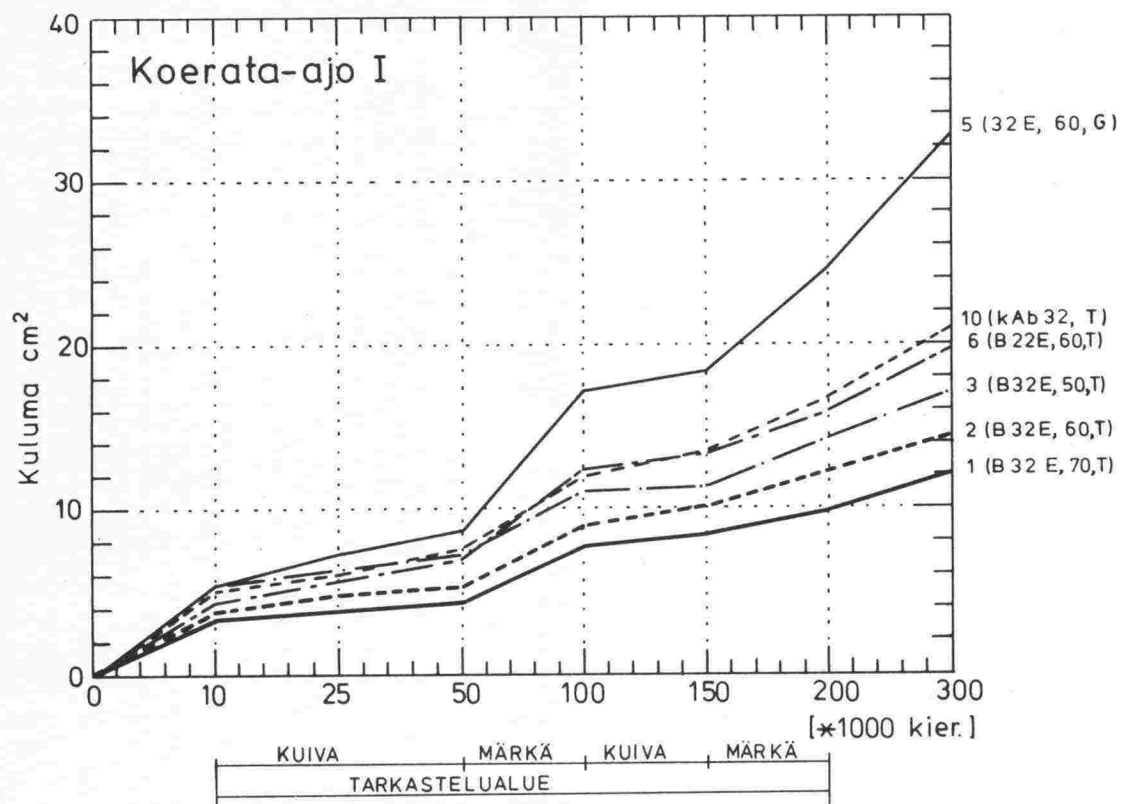
Tulokset tukevat käsitystä, että karkean kiviaineksen laadulla on ratkaiseva merkitys myös betonipäällysteen kulumiskestävyydelle. Samalla suhteituksella tehty betoni kului Usmin gabrosta tehtynä 2.6 kertaa enemmän kuin sama laatta tehtynä Koskenkylän tonaliitista. Usmin gabro (Hyvinkää) on hyvänä päällystekiviaineksena tunnettu ja käytetty esiintymä. Koskenkylän tonaliitti (Porvoo) on erityisen lujan kiviaineksen esiintymä, mitä osoittavat myös tämän kokeen tulokset. Kiviainesten tunnustiedot ovat:

	Los A	Parannettu haurausarvo	Hioutuvuus- luku
Usmin gabro	17,2	14,1	2,64
Koskenkylän tonaliitti	13,7	12,6	1,46

Kiviaineksen laadun merkitystä osoittaa sekin tulos, että K60 -betonilaatta Usmin gabrolla tehtynä kului suunnilleen yhtä paljon - tai enemmänkin - kuin tavanomaiset asfalttipäällysteet, kun niiden kiviaineksena oli tonaliitti.

3. Rakeisuuskäyrän ja maksimiraekoon merkitys.

Koetulos tukee aikaisempaa käsitystä, että epäjatkuva rakeisuuskäyrä ja suuri maksimiraekoko parantaa kulumiskestävyyttä. Kokeessa maksimiraekoon nostaminen 22 mm:stä 32 mm:iin lisää kestävyuden 1,6 -kertaiseksi. Epäjatkuvan rakeisuuskäyrän valitseminen jatkuvan sijasta nostaa yhteisvaikutuksen 2,0 -kertaiseksi. Ristiriita uusimpiin norjalaisiin tuloksiin verrattuna saat-
taa ainakin osittain selittyä koera-
tojen erilaisella toimintamekanis-
milla. Norjalaisella radalla käyte-
tään suurempaa nopeutta (55 - 70
km/h) ja hiertovaikutus on kulutuk-
sesta poistettu kartiorenkaitten
avulla. Muista yhteyksistä tiede-
tään, että jatkuva rakeisuuskäyrä on
kestävämpi, jos hierto puuttuu. Suo-
malaisessa koeradassa korostuu hier-
ron osuus (pieni nopeus 32 km/h,
pieni säde, pystyssä oleva normaali
rengas, epäkeskeinen liike alustas-
sa), mistä syystä epäjatkuvan rakei-
suuskäyrän paremmuus tulee esiin ko-
keissa. Jää myöhemmin selvitettäväk-
si, kumpi näistä koejärjestelyistä
kuvaa paremmin todellista kulumisti-
lannetta tiellä ja mikä lopulta on
rakeisuuskäyrän ja maksimiraekoon
merkitys korkealujuusbetonin kulu-
miskestävyydelle.



KUVA B3-20. Koelaattojen kuluminen
ajokierrosten funktiona /39/

4. Kosteusolosuhteiden merkitys (märkä/kuiva).

Aikaisempien tutkimusten perusteella tiedetään, että märkänä myös betonipäällyste kuluu selvästi enemmän kuin kuivana. Tässä kokeessa betonilaatat kuluivat märkänä 2,1...2,95 kertaa enemmän kuin kuivana. Parempi kiviaines ja pienempi maksimiraekoko pienentää märkäkulumaa koetulosten mukaan. Tämä tulos perustuu kuitenkin vain yhteen koelaattaan eikä ole edustava. Asfalttilaatoilla märkä- ja kuivakulumisen suhde oli 1,5 - 1,65, siis pienempi kuin betonilaatoilla.

5. Jyrsinnän vaikutus kulumiseen.

Kokeessa jyrsitty laatta kului 1,23 kertaa enemmän kuin vastaava laatta alkuperäisenä; märkänä jyrsitty laatta kului 2,8 kertaa enemmän kuin kuivana. Tulos ilmentää suurempaa kulumaa alussa, ennen kuin jyrsintä-
karkeus on tasoittunut. Sen sijaan jyrsintä ei ole vaikuttanut itse laattaan kulumisen kannalta heikentävästi. Jyrsinnän vaikutuksia on kuitenkin syytä tutkia laajemmin jatkotutkimuksissa.

VTT:n koerata-ajoissa oli mukana norjalainen standardilaatta, erittäin lujasta kiviaineksesta (Hornfels) tehty C75 -betonilaatta, jossa käytetään erikoisementtiä (SP 30 A) ja silikaa /7/. Standardilaatta kului n. 1,3 kertaa enemmän kuin suomalainen K60 -laatta (sem./kuona 50/50, ei silikaa), mikä osoittaa suomalaisen betonin olevan laadultaan täysin kilpailukykyinen parhaiden norjalaisten betonien kanssa myös kulumiskestävyyden suhteen. Erot johtuvat kiviainesten erilaisista ominaisuuksista. Vastaava näyttö saatiin myös, kun suomalaista K60 -betonilaatta tutkittiin norjalaisella koeradalla: C75 -laatan kuivakuluminen oli yhtä suuri ja märkäkuluminen 1,6 -kertainen K60 -betonilaattaan verrattuna.

Koerata-ajoilla on voitu selvittää erilaisten betonilaatujen ominaiskulumista (g/km/ajon.) ja kulumiseroja (kuva B3-19). Sen sijaan ominaisurautumiseen (mm/v/1000 KVL) koerata-ajo ei anna suoraa vastausta. Ominaisurautumiseen päästään kiinni vain siten, että koerata-ajossa on mukana todellisesta betonipäällysteestä sahattu (tai päällystämisen yhteydessä valettu) laatta. Tällaisen laatan avulla saadaan yhteys kentällä mitattujen urasyvyyksien ja kulumiskokeen SPS-arvojen välille. Tässä koesarjassa tuo yhteys saatiin vt 12, Villähde - Nastola betonipäällysteen avulla. Nastolan betonipäällysteen rakentamisen yhteydessä v. 1984 on valettu koelaattoja, joita on useamassakin yhteydessä tutkittu VTT:n koeradalla. Uramittaukset on suoritettu tiellä viimeksi toukokuussa 1988. Näiden selvitysten perusteella päädyttiin seuraaviin suhdelukuihin:

1SPS/tiellä = 0.73xSPS/koeradalla
1SPS/tiellä = 0.0131 mm/v/1000KVL
Kuvassa B3-21 on taulukoitu tämän kalibroinnin perusteella lasketut ominaisurautumisarvot eri koelaatoille. Parhaan suomalaisen betonipäällysteen urautumisarvona voidaan siten käyttää arvoa

$$U_0 = 0,10 \text{ mm/v/1000 KVL}$$

Betoni on tällöin K70-lujuusluokan betonia, ja kiviaines erittäin kulumuskestävää Koskenkylän tonaliittia. Ominaiskulumisen arvot vastaavat olosuhteita joissa päällyste on märkänä 80 % talvesta ja kuivana 20 % nastarenkaiden käyttöajasta. Tämä norjalainen tarkastelutapa on ehkä liiankin ankara kuvaamaan todellisia päällysteen kosteusolosuhteita. Parhaan K70-päällystelaatan ominaiskuluminen olisi täysin kuivana $U_0=0.047 \text{ mm/v/1000 KVL}$ ja vastaa-
vasti täysin märkänä $U_0=0.113 \text{ mm/v/1000 KVL}$.

Laatta/Tunnus	Muunnetut SPS-arvot (g/km/nastar.ajon.)		Ominaisurautuminen Uo (mm/v/1000 KVL) (=0,0131xSPS/tie)
	SPS/koerata (80 % märkä/20 % kuiva)	SPS/tie (=0,73xSPS(koerata))	
1 B32E,70,T	10,4	7,5	0,098 *1.
2 B32E,60,T	13,1	9,5	0,124
3 B32E,50,T	14,8	10,7	0,140
4 B32E,30,T	24,8	18,0	0,236
5 B32E,60,G	31,9	23,1	0,303
6 B22E,60,T	18,1	13,1	0,172
7 B22J,60,T	18,0	13,1	0,172
8 Norcem	16,5	12,0	0,157
9 B32E,60,T,Jyr	17,1	12,4	0,162
10 kAB32E,T	17,5	12,7	0,166
11 AB22E,T	22,9	16,6	0,217
12 AB22J,T	32,5	23,6	0,309

KUVA B3-21. Koelaattojen muunnetut SPS-arvot ja ominaisurautuminen VTT:n koerata-ajossa

Tutkimuksessa ei täysin saavutettu tavoiteltua 0,05 mm/v/1000 KVL kulumiskestävyyttä käyttöolosuhteissa. Jatkotutkimuksilla on epäilemättä mahdollista löytää tekijöitä, joilla betonipäällysteen kulumiskestävyys edelleen kasvaa. Yksi tällainen tekijä olisi epäilemättä kiviainesten peseminen.

Tutkimuksessa keskityttiin selvittämään kulumiskestävyuden teknisiä edellytyksiä eikä kustannuskysymyksiä ole tässä yhteydessä laajemmin tutkittu. Side- ja lisäainekustannuksiin tulee n. 70 mk:n nousu betonikuutiometriä kohti siirryttäessä luokasta K30 luokkaan K70 ja vastavasti n. 50 mk:n nousu luokasta K50 luokkaan K70. Kulumiskestävän kiviaineksen hankinta näyttelee kuljetuksineen merkittävämpää osaa kustannuslisäyksessä kuin betonin lujuusluokka.

B 34 BETONI- JA ASFALTTIPÄÄLLYSTEEN KULUMISEN JA URAUTUMISEN VERTAILUA

Edellä on käynyt ilmi, että päällysteen kulumiskestävyys riippuu monista muistakin tekijöistä kuin sideaineesta. Sen vuoksi olisi asfaltti- ja betonipäällysteen kulumissuhde nähtävä aina siinä valossa, millaisesta asfaltista ja millaisesta be-

tonista kulloinkin on kysymys. Itse asiassa eri päällystetyyppien peruseroja voidaan selvittää vain tekemällä päällysteet sideainetta lukuunottamatta mahdollisimman samantlaisista materiaaleista ja testamalla kulumiskestävyys samoissa olosuhteissa. Vertauskelpoiset olosuhteet saadaan aikaan koeradalla tai sijoittamalla eri sideaineella tehdyt päällysteet tielle vierekkäin samoihin liikenne- ja ympäristöolosuhteisiin. Kohdassa B 333 käsiteltyyn koesarjaan sisältyi asfalttilaattoja, jotka suhteitettiin rae-kooltaan ja rakeisuuskäyrältään vastinpareiksi betonilaatoille. Kun koerata-ajojen tuloksia tarkastellaan näiden vastinparien kannalta, nähdään, että bitumilla sidottu laatta kuluu keskimäärin 2,0 kertaa enemmän kuin sementillä sidottu laatta (K60...K70) kuivakulutuksessa ja 1,5 kertaa enemmän märkäkulutuksessa. Vaikka tämän "teoreettisen" kulumissuhteen numeroarvoja voidaan pitää pieninä ja vaikka nekin muuttuvat eri tilanteissa, vaikuttaa siltä, että tämä perussuhde on suuruusluokaltaan oikea tutkittaessa samantilaisten laattojen kulumista vakioolosuhteissa ja 0 - +5°C lämpötilassa. Todellinen kulumissuhde betonin hyväksi - ja varsinkin urautumissuhde - on kuitenkin moninkertainen tähän verrattuna. Käytännössä betonin hyväksi vaikuttavat ainakin seuraavat olosuhdetekijät:

Betonia ja asfalttia ei käytännössä tehdä samalla maksimiraekooalla eikä samalla rakeisuuskäyrällä. Betonin suurempi raekoko on kulumisen kannalta edullisempi. Koesarjassa asfalttibetonin Ab 22 kuluminen oli 3,45 -kertainen suhteessa K70 -betoniin, jonka max raekoko on 32 mm (kuva 19).

Betonipäällysteen urautuminen on puhdasta kulumista; asfaltin urautumiseen liittyy massan deformaatiota, kivirakeitten irtoamista ja kivirakeitten painumista massaansa korkeissa lämpötiloissa.

Betonipäällysteen urautuminen ei ole riippuvainen lämpötilasta; asfalttipäällysteen kuluminen on -25°C lämpötilassa n. 10-kertainen verrattuna kulumiseen 0°C lämpötilassa.

Betonipäällysteen kulumiskestävyys voidaan vaikeuttaa oleellisesti lisäämällä puristuslujuutta; asfaltilla ei vastaavaa mahdollisuutta ole.

Toisaalta tiedetään, että betonipäällysteellä on kuluminen märkänä suhteellisesti suurempaa kuin yleensä asfalteilla, ja että korkeilla nopeuksilla betoni kuluu suhteellisesti enemmän kuin asfaltti /15/. Betonin suhteellista etumatkaa kaaventaa tietysti myös asfalttipäällysteiden kehittyminen kulutusta kestävämmiksi. Modifioitujen bitumien ja asfaltin lisä- ja täyteaineiden myönteinen vaikutus on tunnettu maailmalla jo pitkään. Suomessa on käynnistetty v. 1986 perusteellinen tutkimus, ASTO-projekti, jonka yleistavoitteena on asfalttipäällysteiden kulumiskestävyys nostaminen 30 % nykyisestä tasosta.

Etsittäessä numeroarvoja betoni- ja asfalttipäällysteen kulumis- ja urautumissuhteelle voidaan viitata sekä ulkomaiseen että kotimaiseen kokemukseen ja moniin aikaisempiin tutkimuksiin. Tällöin on kuitenkin huomattava, ettei päällysteiden laatua aina ole analysoitu suhteessa kulumiskestävyyteen; kriteerinä on usein "tavanomainen" asfalttipäällyste suhteessa "tavanomaiseen" betonipäällysteeseen.

Minnesotan tieviraston tutkimuksissa, joita käytettiin laajasti 1970-luvun alussa päätöksenteon pohjana eri puolilla Yhdysvaltoja, päädyttiin kuvan B3-11 mukaisiin kulumissuhteisiin. Numeroarvoina käytettiin

päällystetyyppi	kuluma koeradalla (mm/10 ⁶ nastarengasylitystä)	suhde
asfalttibetoni (normaali)	23	3,0
asfalttibetoni (korkealuokkainen)	19	2,5
betoni (kalkkikivi)	12	1,6
betoni (hyvälaat. sora)	7,5	1,0
betoni (kalliomurske)	6,8	0,9

Kaikkien päällystetyyppien urautumiskehitys kenttäolosuhteissa arvioitiin jakamalla koeradana kuluma-arvot luvulla 5,5, mikä vastaa uran leveyksien suhdetta tiellä ja laboratoriossa.

Länsi-Saksassa on muun tutkimustyön ohella tehty ennen - jälkeen -uramittauksia tutkimuksia vuonna 1975 toteutetun nastakiellon aikoihin /23/. Mittaukset osoittivat, että silloiset asfaltit ja betonit kuluivat suunnilleen suhteessa:

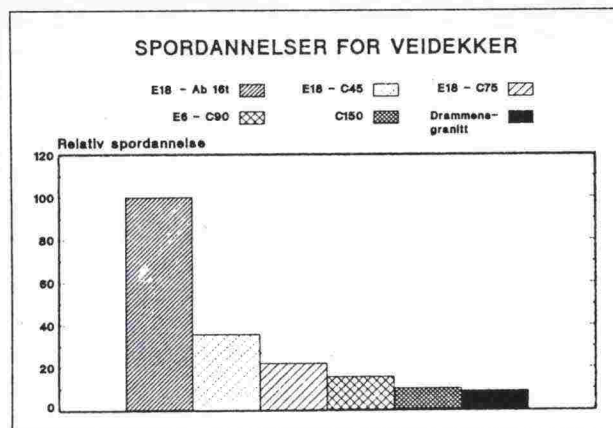
asfaltti betoni	3,0
valuasfaltti	2,0
betonipäällyste	1,0

Itävallassa on 1970-luvulla suoritettu laajoja tutkimuksia päällysteiden kulumiskestävyysparantamiseksi. Parhaiten betonipäällysteiden kestävyudeksi suhteessa käytössä olleisiin asfalttibetoneihin arvioitiin 5:1, jopa 10:1. Käytännössä suhde on kuitenkin havaittu pienemmäksi, n. 3:1, koska kivilajivaihtelut, massan epähomogeenisuus yms.

tekijät vaikuttavat myös betonipäälysteen kulumiseen kenttäolosuhteissa. Itävallassa betonipäälysteitä on paljon, eikä nastojen käyttöä ole kielletty. Näin ollen Itävallassa kertyy edelleen kokemuksia molempien päälystetyyppien nastarengaskulumisesta, vaikka nastarengaskaiden käyttöaste on alenemassa (n. 10 %).

Ruotsalaisessa, laajassa kulumistutkimuksessa 1960-luvun alussa olivat mukana myös betonipäälysteet /41/. Vanhan betonipäälysteen ja tavallisen asfalttipäälysteen kulumissuhteeksi saatiin tuolloin 1,5...2,5. Betonipäälysteiden vähäisestä käytöstä lienee johtunut, ettei jatko-tutkimuksia betonin osalta tehty enemmälti.

Norjassa on nastarengaskulumista tutkittu intensiivisesti 1960-luvun alusta lähtien, vaikka Norjassakaan ei betoni- ja asfalttipäälysteitä ole juuri sisällytetty samoihin tutkimusohjelmiin. Asfalttipäälysteiden kulumismallit on selvitetty pitkäaikaisten uramittauksen pohjalta ja betonipäälysteitä on tutkittu sekä kentällä että laboratoriossa. Vuonna 1984 käynnistyneen kehittämisprojektin lähtökohtana oli valtaatiella E18 tehdyt uramittaukset: Asfalttipäälyste kului 2,5...3 kertaa enemmän kuin betonipäälyste (C45 vuodelta 1979). Projektissa kehitettiin C75-betoni, jonka kulumiskestävyys on 2-kertainen C45-betoniin verrattuna. Näin betonin ja asfaltin uusi kulumissuhde on Norjassa 5,0 - 6,0/1. Kuva B3-22 osoittaa havainnollisesti Norjan viimeaikaisen kehityksen merkittävät tulokset. Asfalttipäälysteiden urautumisnopeutena käytetään Norjan tielaitoksen päälystesuunnitteluohjeissa arvoa 0,43 mm/v/1000 KVL. Arvo vaihtelee piireittäin, niinpä betonipäälysteitä rakentava Vestfoldin tiepiiri käyttää vertailuissaan asfaltille arvoa 0,50 mm/v/1000 KVL. Kun C75-betonien ominaiskulumiksi saatiin 0,10...0,14 mm/v/1000 KVL, muodostuu kulumissuhteeksi 3,0...5,0/1 käytettäessä näitä keskimääräisiä asfalttipäälysteiden ominaiskulumia.



KUVA B3-22. Kulumissuhteita norjalaisessa tutkimuksessa (C45...C150 betonien ja massiivisen graniitin urautuminen suhteessa Ab16-asfalttiin) /16/

Suomessa on Norjan ja Ruotsin tapaan nastarengaskulumisen koko päälyste-politiikkaa hallitseva ongelma. Asfalttipäälysteiden urautumista on selvitetty yli 20 vuotta sekä laboratorioissa että kenttämittausten avulla. TVL:n päälystesuunnitteluohjeet /27/ on pääosin kohdistettu juuri kulumisongelman hallitsemiseen päälystesuunnittelussa. Ohjeet eivät kuitenkaan ole johtaneet tilanteen paranemiseen, vaan kasvavan liikenteen olosuhteissa nastarengaskulumisen on jatkuvasti "avoin haava" tienpidossa. Vuonna 1986 käynnistetty asfalttipäälysteiden tutkimusohjelma, ASTO-projekti, etsii osaltaan parannusta tilanteeseen. Päälystesuunnitteluohjeet ilmoittavat kenttämittauksiin perustuen ominaiskulumisen olevan asfalttipäälysteillä 0,3...0,7 mm/v/1000 KVL, kun KVL > 2000 ja 0,5...1,0 mm/v/1000 KVL, kun KVL < 2000. Näihin arvoihin ei katsota sisältyvän päälysteen tai alustan deformaatiota, mikä parhaillakin asfalttipäälysteisillä teillä on 10...20 % kokonaisurautumisesta ja saattaa heikosti kantavilla (< 200 MN/m²) teillä olla suurempaa kuin kulumisen. Uramittauksiin perustuen todetaan päälystesuunnitteluohjeissa edelleen, että ominaisurautuminen on pienillä liikennemäärillä suurempaa kuin suurilla. Pienikin liikennemäärä - 1000 KVL - riittää urauttamaan asfalttipäälystettä keskimäärin 1,7 mm/v,

mutta liikennemäärän kasvaessa yli 10 000 KVL:n urautuu päällyste enää 0,38 mm/v/1000 KVL. Tämän katsotaan johtuvan paitsi siitä, että vähempi-liikenteiset tiet ovat kapeampia, myös asfaltin muodonmuutoksista kesälämpötiloissa.

Myös betonipäällysteen urautumista on Suomessa tutkittu uramittauksilla, joita on tehty kaikilla viime vuosikymmeninä rakennetuilla betonipäällysteillä (kuva B3-23), /22, 24, 21/. Tutkimuksissa on asfalttipäällysteiden raideuran vuotuinen syvyyden lisäys ollut 2,3...5 -kertainen betonipäällysteisiin verrattuna. Vanhemmat betonipäällysteet (K30 - K40) osoittavat 0,16...0,18 mm/v/1000 KVL ominaiskulumia ja uudemmissa (K50...K60) betonipäällysteillä on päästy 0,12 mm/v/1000 KVL

tuntumaan, mikä arvo on otettu betonipäällysteiden suunnitteluohjeen perusarvoksi. Kun lähtökohtana pidetään edellämainittua kentällä mitattua kulumissuhdetta 2,3...5,0 ja kun arvioidaan varovasti, että kohdan B 333 koesarjassa on löydetty 1,5 kertaa aikaisempaa kulumiskestävämpi betoni, voidaan perustellusti päätyä siihen, että nykyiset tavanomaiset asfalttipäällysteet kuluvat 3.5...7 kertaa nopeammin kuin suomalainen "superbetonipäällyste" (K70-betoni, kiviaineksena tonaliitti.) Parhaisiin, samoista, lujista kiviaineksista tehtäviin asfalttipäällysteisiin verrattuna saadaan asfaltin ja betonin urautumissuhteeksi 2.5...3.5/1.

Koelue		Uran syvyys			KVL ¹⁾	Ominais- urautuminen mm/1000 KVL/ a	Urautumis- suhde Ab/Bet
		Vuodet	Kok.ura mm	ura mm			
Vt 2							
Palojärvi-Olkkala(8,9,10)	Ab	75...77	5,0	1,9	2780	0,36	
"	Bet	"	3,6	0,8	"	0,15	2,4
"	Ab	78...82 ²⁾	5,2	5,2	3530	0,40	
"	Bet	75...82 ²⁾	6,5	3,7	"	0,18	2,3
Mt 180							
Ylikylä-Parainen (11)	Ab	76...79 ³⁾	5,0...13,0	5,0...13,0	6230	0,58...0,86	
"	Bet	71...81	7,0...22,6	7,8...11,8	1800-6230	0,14...0,17	n. 4...5
Kt 50, Kehä III (12)	Ab	78...81	15,8...27,1	15,8...27,1	24 000 ⁴⁾	0,22...0,38	
"	Bet	76...81	16,8...29,4	6,8...15,1	"	0,06...0,12	ka. 3,0

1) Viimeisen mittausvuoden KVL

2) Uramittarilla, johon on tehty +10 % urasyvyyden lisäys

3) TVL/Turun piirin oikolautamittaus

4) Muunnettu ajoradan KVL:stä 20 000 ottamalla huomioon kaistojen erilaiset liikennemäärät suhteessa oikea/vasen = 60/40 %

KUVA B3-23. Urasyvyyksiä ja kulumissuhteita suomalaisilla päällysteillä VTT:n mittauksen mukaan /25/

B 35 YHTEENVETO

Nastarenkaiden käytön leviäminen 1960-luvulla merkitsi mullistusta tiepäällystepolitiikkaan kaikissa kylmän ilmanalan maissa. Päällysteiden urautumisesta tuli hallitseva ongelma - useimmissa maissa kuitenkin vain tilapäisesti. Tutkimuksissa nastarengaskulutus todettiin tuhoisaksi kaikille päällysteille ja julkisen polemiikin jälkeen nastojen käyttö kiellettiin 1970-luvun puoliväliin mennessä useimmissa länsimaissa. Pohjoismailla nastarengaista ja päällysteiden kulumisesta näyttää muodostuneen pysyvä osa liikennekulttuuria; kansalaismielipide on mieltänyt nastat turvallisen talvi liikenteen edellytykseksi.

Pelkän nastarengaskulumisen niellesä satoja miljoonia markkoja vuosittain asfalttipäällysteiden uusimiseen on kulumishaittojen vähentäminen jatkuvan kilvoituksen kohteena Suomessa niin kuin muissakin Pohjoismaissa. Nastan kuluttavaa vaikutusta on vähennetty rajoittamalla pistovoimaa ja ulkonemaa. Holkkinas-tan (turvanastan) tulo markkinoille herättää toiveita kuluttavan rasituksen vähenemisestä edelleen. Asfalttipäällysteen kulumisominaisuuksia on tutkittu jatkuvasti ja kulumiskestävyys on saatu paranemaan. Kumibitumien käyttö on uusin lupaus asfalttirintamalla; kulumiskestävyys ja stabiliteetti paranevat merkittävästi, mutta samalla kustannukset nousevat.

Mutta käytännössä asfalttipäällysteiden haitallinen kuluminen on "avoin haava" edelleen, (kuva B3-24). Toiveet paremmasta tulevaisuudesta on nyt Suomessa keskitetty 5-vuotiseen asfalttipäällysteiden tutkimusohjelmaan - ASTO-projektiin - jonka avulla tavoitellaan kulumiskestävyyden parantumista 30 % nykyisestä tasosta.

Betonipäällysteiden on aina tiedetty olevan kulumiskestävyydeltään parempia kuin asfalttipäällysteet, (kuva B3-25). Yhtäpitävästi on eri maissa päädytty n. 2,5...3,5 -kertaiseen kestävyteen, mikä edustaa kokonaan eri suuruusluokkaa kuin asfalttien kestävyys. Viimeaikaiset norjalaiset

ja suomalaiset tutkimukset ovat tuoneet markkinoille korkealujuusbetonit tiepäällysteissä, mitkä nostavat kulutuskestävyyden uuteen kertaluokkaan. Parhaisiin, samoista kiviaineksista tehtäviin asfalttipäällysteisiin verrattuna uudet korkealujuusbetonit osoittavat edelleen 2,5...3,5 kertaista kulumiskestävyyttä, mutta nykyisiin tavanomaisiin asfalttipäällysteisiin verrattuna uusi korkealujuusbetoni (K70, kiviaineksena tonaliitti) tarjoaa Suomessa 3,5...7-kertaisen kulumiskestävyyden. Tämä merkitsee esimerkiksi sitä, että päällyste, jota on jouduttu korjaamaan 2...3 vuoden välein, kestää betonipäällysteisenä 10 - 15 vuotta ilman urakorjaustarvetta. Tavanomaisilla liikennemäärillä (< 15 000 KVL) ei urakorjaustarvetta tule päällysteen kestoiän aikana lainkaan. Silloin kun uria tulee, urat korjataan tasoitusjyr-sinnällä, joka menetelmä on Norjassa kehitetty rutiiniasteelle.

Nastarengasliikenne on uhka myös betonipäällysteen kestoiälle. Uusimman betoniteknologian soveltaminen betonipäällysteeseen on muuttanut tämän uhan haasteeksi. Betonipäällyste voidaan suunnitella ja se on suunniteltava niin kestäväksi kulumista vastaan, että nastarengaskuluminen ei lyhennä oleellisesti päällysteen tehollista kestoikää. Jatkuva hyvä palvelutaso voidaan säilyttää hoitamalla mahdolliset urat tasoitusjyr-sinnällä jo ennen kuin niistä on merkittävää haittaa liikenteelle.

Kulumiseen varautuminen ja päällysteen kulumiskestävyyden nosto aiheuttaa lisäkustannuksia niin asfaltti- kuin betonipäällysteillekin. Betonipäällysteillä lisäkustannus muodostuu massan korkeammasta laadusta, jyr-sintävaran huomioon ottamisesta laatan paksuudessa ja jyr-sintäkustannuksesta. Näitä lisäkustannuksia vastaan betonipäällyste tarjoaa pitkän kestoiän ja hyvän, tasaisen palvelutason myös niissä poikkeuksellisissa liikenneolosuh-teissa, jotka nastarengasliikenne aiheuttaa.



KUVA B3-24. Urautunut asfaltti-
päällyste, kevät 1988
(kt 41, Pöytyä, KVL 2200,
urakorjattu osuus)



KUVA B3-25. Urautunut betoni-
päällyste, kevät 1988
(Skräbbölentie, Parainen,
KVL 2000, rakennettu 1958)

OSA B 3 BETONIPÄÄLLYSTEN KULUMINEN

- Concrete Pavement Wear due to studded tyres

KIRJALLISUUSLUETTELO — REFERENCES

1. The Effects of Studded Tires, the Minnesota Department of Highways, St. Paul 1971
2. Pavement Wear Due to Studded Tires and the Economic Consequences in Ontario, P. Smith, R. Schonfeild, Department of Highways, Report RR 152, Ontario Can. 1969
3. Effect of Studded Tires on the Durability of Road Surfacing, J.H. Keyser, Ecole Polytechnique, Montreal, Can. 1970
4. Facts about Studded Tires, ACPA, technical bulletin Nol 18, Arlington Heights, Ill. 1974
5. Einflüsse von Spikereifen und Geschwindigkeit auf den Verschleiss von Strassenbeton, R. Springenschmid, H. Sommer, Strasse und Autobahn, Heft 11, 1971
6. Proceedings of the International Research Symposium on Pavement Wear, Oslo 6 - 9 June 1972
7. Slitasjemetstand og Frostbestandighet av vegbetong, Intern rapport 1289, Veglaboratoriet, Oslo 1986
8. Betongen har muligheter for å bli mer bruket i fremtidens vegbygging, Fh. Borchrevink, Vegdirektoratet, Ingeniør-Nytt nr 23 A/1982, Oslo 1982
9. Betong eller asfalt - hvordan velger vi?, H.P. Lorenzen, Våre Veger nr 4, 1987
10. Betong for ny E-18 gjennom Vestfold etter anbud på alternative dekkelsninger, Våre Veger, nr 9/1985
11. Omfattande forsøksprogram gjennomført i Vegslitern, H.A. Ramsvik, Våre Veger nr 8/1986
12. Betong eller asfalt for ny E-18 gjennom Vestfold, Ivar Wulff, Våre Veger nr 9/1984
13. Nytt betondekke på E-18 i Vestfold/Vedlikeholdsmessige betraktninger avgjorde valget, Erik Andersen, Våre Veger nr 8/1986
14. Produksjon og Fremstilling av Høyfast Betong, Oistein Dyblie, Norsk Betongdag, Oslo, 1986
15. Slitestarke betongdekker for veier/aktuelle erfordringer fra utprøving i Veisliteren, N. Pedersen, NVF, utskott 32, temamöte i Åbo, 1987
16. Høyfast betong overlegen som vegdekke, Våre Veger nr 4/1988
17. Betong-Nils, Portrett, Våre Veger nr 4/1988

18. Betonipäällystekokeilu Kehä III:lla, yhteenveto vuosilta 1971 - 1976, VTT/Tie ja liikenne, tutkimusselostus 71, Espoo 1977
19. Betonipäällystekokeilu Kehä III:lla, vuoden 1979 mitaustulokset, VTT:n tutk.sel. 169, Espoo 1979
20. Betonipäällysteiden teknillisistä ja taloudellisista käyttöedellytyksistä Suomessa, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 184, Espoo 1980
21. Palojärvi - Olkkala -koetie, yhteenveto vuosilta 1973...78, VTT Tie ja liikenne, tutki.sel. 161, Espoo 1979
22. Betonipäällystekokeilu Kehä III:lla, jälkiseurannan tulokset v. 1981, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 285, Espoo 1982
23. Asfaltti- ja betonipäällysteiden kulumismekanismi ja kulutuskoeradat/Matkakertomus opintomatikasta Länsi-Saksaan ja Sveitsiin/Anssi Lampinen, Espoo 1981
24. Paraisten betonipäällysteen tutkimus, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 298, Espoo 1982
25. Asfaltti- ja betonipäällysteiden kulutuskestävyysvertailu, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 407, Espoo 1983
26. Kehä III:n betonipäällysteen jysintäkokeilu vuonna 1983, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 407, Espoo 1983
27. Päällystesuunnittelu 1984, TVH 742853, Helsinki 1984
28. Betonipäällystekokeilu Kt 45:llä välillä Rajaniemi - Lakalaiva 1983, seurantatutkimus 1984, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 474, Espoo 1985
29. Päällysteiden kulumiseen vaikuttavat tekijät, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 486, Espoo 1985
30. Palojärvi - Olkkalan betonipäällysteen loppuraportti, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 476, Espoo 1985
31. Nastarenkaat ongelmana, Matti Sistonen, Tie ja liikenne no 12/1986
32. Nastarengaskulutuksen alentaminen, Matti Sistonen, Tierakennusmestari 4/1985
33. Päällysteiden kulumisen - ratkaisematon ongelma, Matti Leinonen, Tierakennusmestari 4/1985
34. Nastojen ja talvikunnossapidon vaikutus Uudenmaan piirin toteuttamaan päällystepolitiikkaan, Kari Alastalo, Tierakennusmestari 4/1985
35. Betonipäällystekokeilu VT 12:lla ja Kt 45:llä, seurantatutkimus 1986, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 603, Espoo 1987

36. Tiepäällystekiviaineksien kulutuskestävyydestä ja testaamiseen soveltuvista koemenetelmistä, TVH 743952, Helsinki 1987
37. Tiepäällystöiden työselitys 1988, TVH 742802, Helsinki 1988
38. Kestopäällysteet, esiselvitys Pank ry, Espoo 1988
39. Betonipäällysteiden kulumisominaisuuksien selvittäminen, VTT Tie ja liikenne, tutk.sel. 658, Espoo 1988
40. Untersuchung des Kraftschlusses auf winterlichen Strassen unter berücksichtigung der Strassenschonung, D.K. Rouyren, Köln 1985
41. The Effext on Concrete Pavement of Studded Winter Tires, B. Örbom, 1st European Symposium on Concrete Pavements, Paris 1969

OSA B 4

BETONIPÄÄLLYSTE
ROUTIVISSA OLOSUH-
TEISSA

OSA B 4 BETONIPÄÄLLYSTE ROUTIVISSA OLOSUHTEISSA
-CONCRETE ROADS IN SEVERE CLIMATES

SISÄLLYSLUETTELO

sivu

B 40	JOHDANTO	197
B 41	PERUSASIOITA ROUTIMISESTA	197
	B 411 Routimistapahtuma	197
	B 412 Routimisedellytykset	200
B 42	ROUTIMISOLOSUHTEET SUOMESSA JA MUISSA KAUSIROUDAN MAISSA	201
	B 421 Ilmaston yleispiirteet	201
	B 422 Pakkasmäärä	202
	B 423 Maaperä- ja pohjavesiolosuhteet	204
B 43	ROUTIMISEN HAITAT TEILLE JA KADUILLE	207
	B 431 Routanousun haitallisuus	207
	B 432 Alentuneen kevätkantavuuden haitallisuus	209
	B 433 Päällysteauriot	211
	B 434 Muut routimisen haitat	211
B 44	ROUTIMISHAITTOJEN TORJUMINEN	213
	B 441 Menetelmiä haittojen vähentämiseksi	213
	B 442 Päällysrakenteen routamitoitus eri maissa	213
	B 4421 Routamitoitus Suomessa	213
	B 4422 Tierakenteen mitoitus Yhdys- valloissa ja Kanadassa	216
	B 4423 Tierakenteen routamitoitus Sveitsissä	218
	B 4424 Tierakenteen routamitoitus Norjassa	221
	B 4425 Tierakenteen routamitoitus Ruotsissa	221
	B 4426 Yhteenveto routamitoitus- eroista	221
	B 443 Muita keinoja routimishaittojen torju- miseksi	224
B 45	KOKEMUKSIA BETONIPÄÄLLYSTEISTÄ KAUSIROUDAN MAISSA	228
	B 451 Kokemuksia Pohjois-Amerikasta	228
	B 452 Kokemuksia Euroopasta	229
B 46	YHTEENVETO BETONIPÄÄLLYSTEISTÄ ROUTIVISSA OLOSUHTEISSA	231
	KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES	233

OSA B 4
 BETONIPÄÄLLYSTE ROUTIVISSA
 OLOSUhteissa
 - Concrete Roads in Severe Climates

B 40 JOHDANTO

Suomen kaltaisessa kylmässä kausi-roudan maassa betonipäällyste joutuu olosuhteisiin, missä pohjamaan routiminen - routanousuerot ja alentunut kevätkantavuus - sanelee suurelta osin tierakenteen mitoitusvaatimukset ja kestävyysedellytykset. Jäykän betonipäällysteen käyttö näissä olosuhteissa tuo esiin monia kysymyksiä:

- Voidaanko päällysteen jäykkyys hyödyntää ohuempaa päällysrakennepaksuutena?
- Onko jäykkyydestä ja saumoista routimisvaaran takia haittaa tien palvelutasolle ja pitkäaikaiskestävyydelle?
- Miten routivat olosuhteet vaikuttavat päällystelaatan rakenteeseen?
- Miten routiviin olosuhteisiin tehty betonipäällysteet ovat kestäneet?

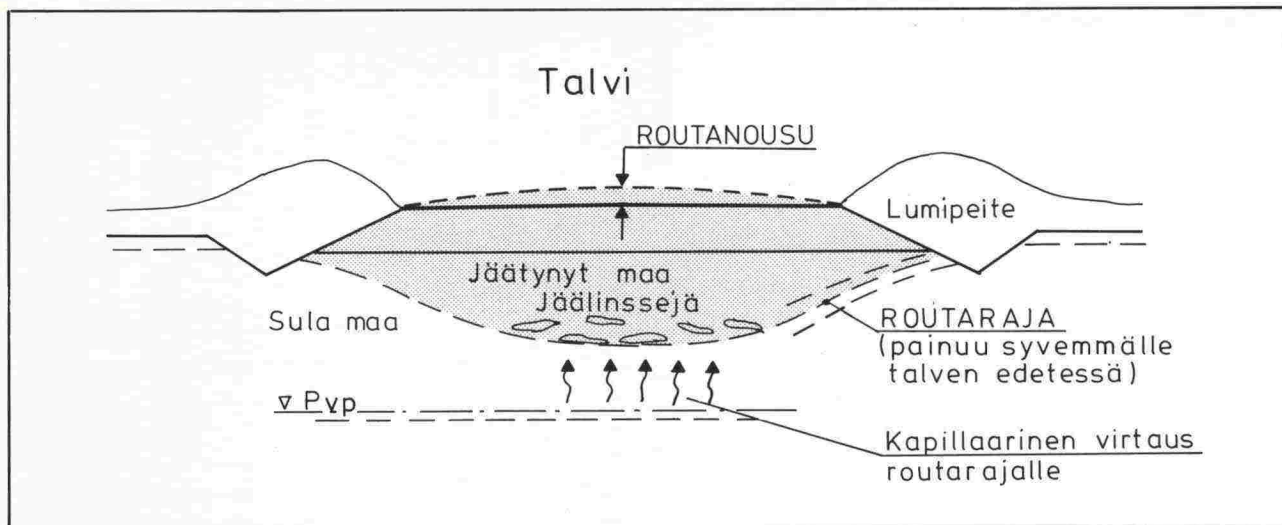
Suomessa on sekä myönteisiä että kielteisiä kokemuksia täällä rakennettujen betonipäällysteiden kestävydestä roudan suhteen. Koska oma kokemus on kuitenkin verrattain vähäistä, etsitään tässä raportissa kysymyksiin lisävalaistusta koti- ja ulkomaisen kirjallisuuden sekä kausi-roudan maissa tehtyjen tutustumiskäyntien ja haastattelujen avulla. Kun routiminen suurelta osin hallitsee tierakenteiden mitoitusta Suomen kaltaisissa kylmissä olosuhteissa, selostetaan seuraavassa myös routimiseen liittyviä perusasioita.

B 41 PERUSASIOITA ROUTIMISESTA

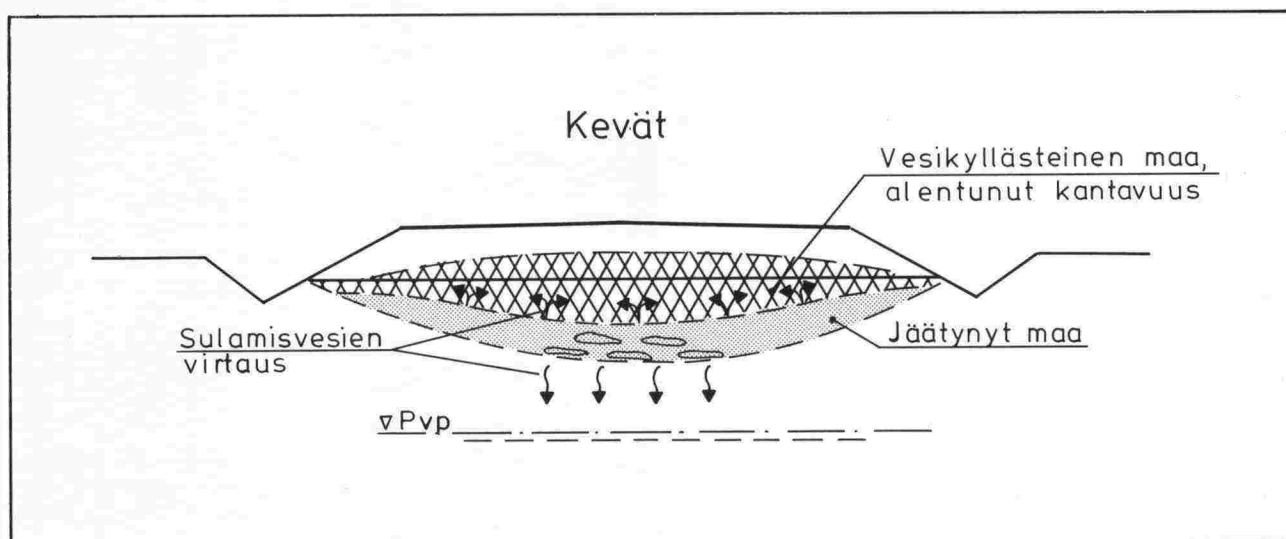
B 411 Routimistapahtuma

Kun ilman lämpötila laskee pakkasen puolelle, alkaa maa routaantua. Roudan tunkeutumisvyvyys on sitä suurempi, mitä pitempään ja ankarampina pakkaset jatkuvat. Kun maassa oleva vesi jäätyy, maakerroksen lujuus kasvaa. Jäätyessään laajeneva vesi täyttää maan ilmahuokosia eikä jäätyminen sinänsä aiheuta merkittävää tilavuuden kasvua eikä maanpinnan nousua. Kaiken maarakentamisen kannalta kielteinen ilmiö, routiminen, syntyy, jos pakkaskauden jatkuessa routarajalle pääsee kerääntymään vapaata vettä, joka jäätyy linsseiksi, kuva B4-1. Linsseiksi jäätyvä vesi voi olla hienoainesrikkaassa maalaissa kapillaarisesti routarajalle nousevaa vettä tai maassa routarajan kohdalla virtaavaa vettä. Jäälinsien muodostuminen merkitsee maanpinnan kohoamista, routanousua - sitä suurempaa mitä syvemmälle routa tunkeutuu tai mitä kauemmin pakkaskausi kestää, /38/.

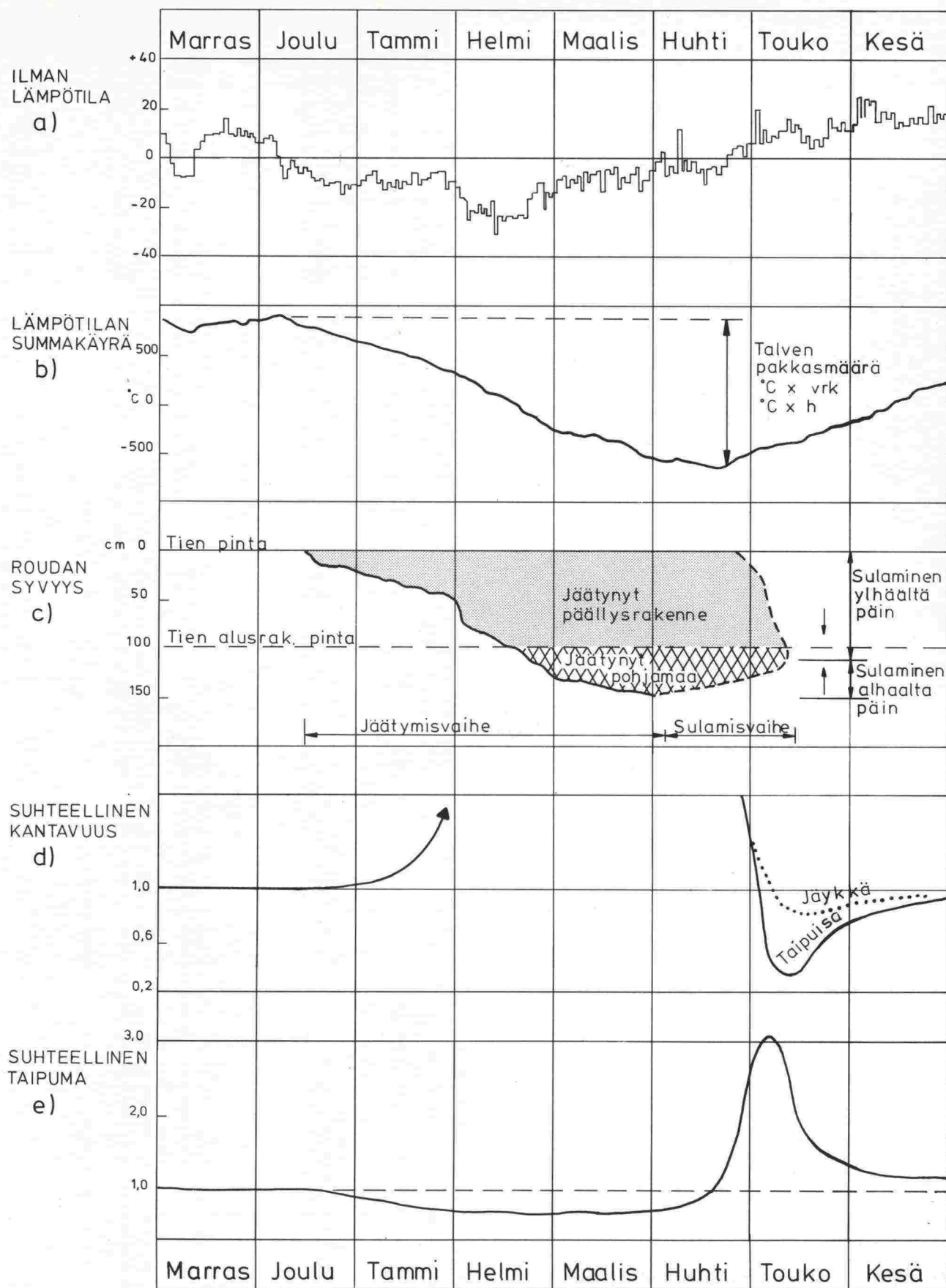
Kun ilman lämpötila nousee 0°C:n yläpuolelle, alkaa maa sulaa. Jos lämpötilat pysyvät pitkään alhaisina, sulaminen edistyy alhaalta ylöspäin maalämmön vaikutuksesta. Tältä osin jäälinsseistä vapautuva vesi voi liittyä pohjaveteen eikä ongelmia synny. Jos lämpötila nousee nopeasti - niinkuin Suomen keväässä yleensä tapahtuu - sulaminen etenee ylhäältä alaspäin. Jäälinsseistä vapautuva vesi ei pääse pohjaveteen, vaan kyllästää sulavia maakerroksia, kuva B4-2. Kuormitettaessa huokosvedenpaine kasvaa ja sulava maakerros menettää suuren osan kantaavuudestaan. Alentunut kevätkantavuus on routanousun ohella routimistapahtuman tuntomerkki, kuva B4-3.



KUVA B4-1. Tien routiminen, talvi



KUVA B4-2. Tien routiminen, kevät



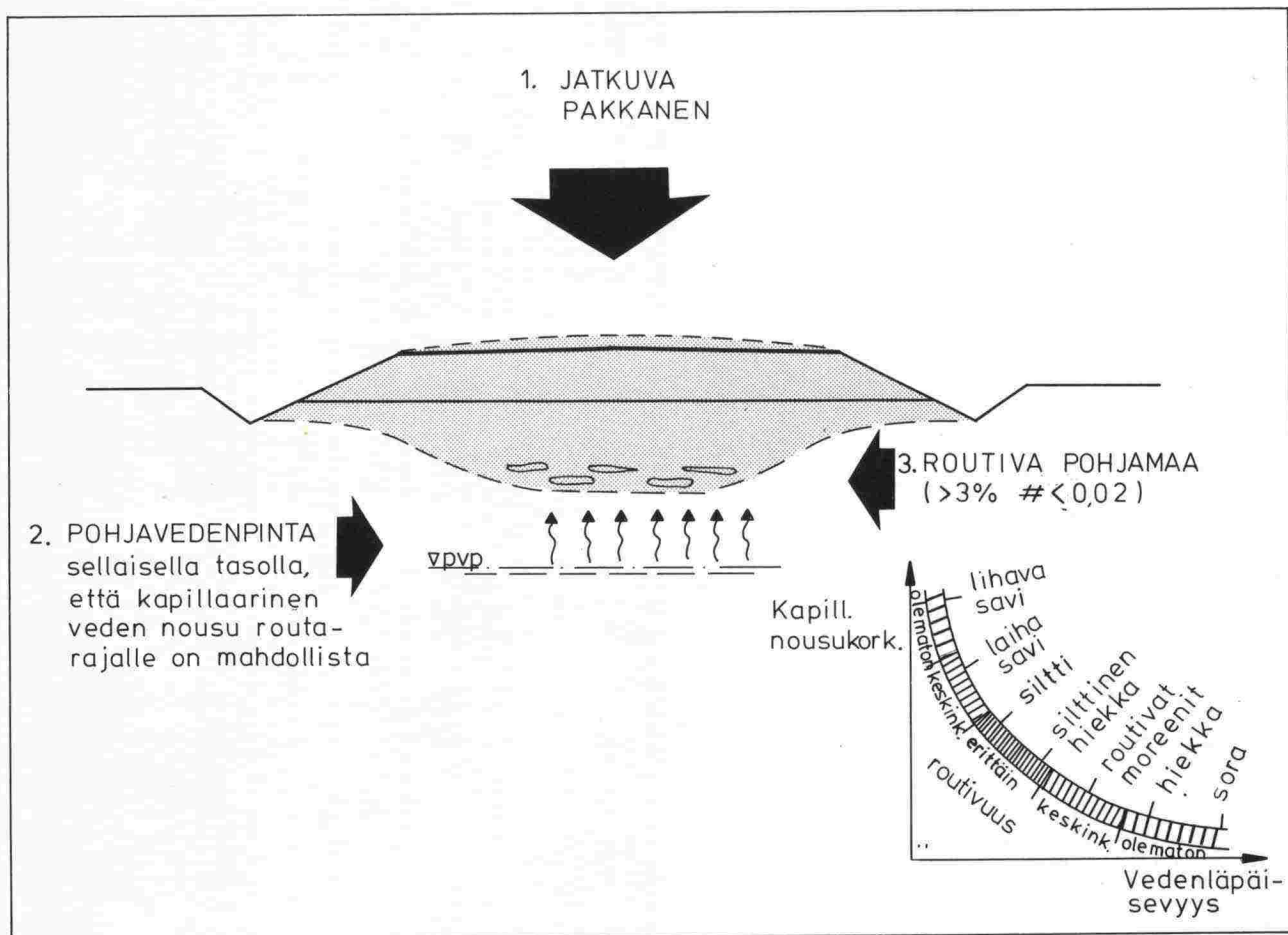
KUVA B4-3. Lämpötilan, pakkasmäärän, roudan syvyyden ja kantavuuden vaihtelet kausiroudan alueella

B 412 Routimisedellytykset

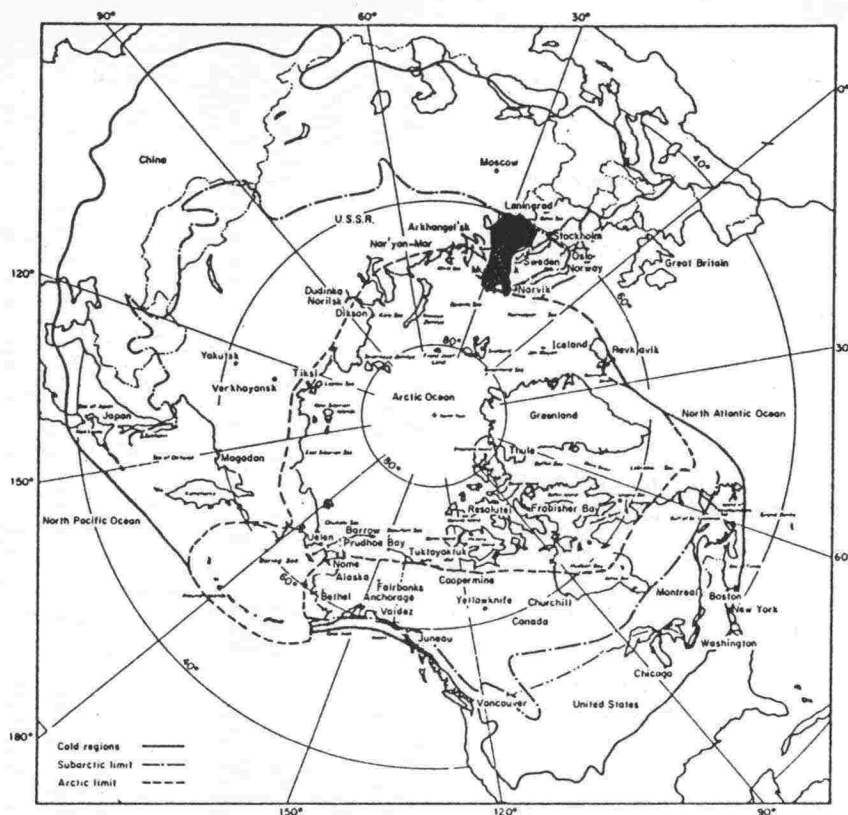
Routimisen edellytyksenä on kolmen reunaehdon yht'aikainen täyttyminen, kuva B4-4.

- routivaa maalajia on roudan tunkeutumisvyvydellä ja välittömästi sen alapuolella
- pohjavedenpinta on niin ylhäällä, että kapillaarinen nousu routarajalle on mahdollista tai että routarajalla virtaa vapaata vettä
- pakkaskausi on niin pitkä ja ankara, että jäälinssiä ehtii muodostua

Routimisen vakavuus määräytyy näiden tekijöiden yhteisvaikutuksena. Yhden tekijän puuttuminen estää routimisen, joten vaikuttamalla johonkin reunaehtoon voidaan vaikuttaa koko routimistapahtumaan. Tutkimalla routimisolosuhteet etukäteen voidaan arvioida roudan tunkeutumisvyvyttä, routanousujen suuruutta ja kevätkantavuutta, ja suunnitella toimenpiteet sellaisiksi, ettei routimisesta synny haittaa rakenteille. Maalajin routivuus määritetään maanäytteen hienoainespitoisuuden ($< 0,02$ mm) perusteella. Pohjavedenpinnan asema määritetään havaintoputkilla ja pakkaskauden kesto ja kovuus, pakkasmäärä, määritetään astetuntilukuna ($^{\circ}\text{C} \times \text{h}$) lämpötilamittausten perusteella.



KUVA B4-4. Routimisen edellytykset



- LEUTO ILMASTO: Tammikuun keskilämpötila
> -3 °C, < 0 °C
- SUBARKTINEN: Tammikuun keskilämpötila
< -3 °C; enint. 4 kk > 10 °C keskilämpötila
- ARKTINEN: Heinäkuun keskilämpötila
< 10 °C

Suomi kuuluu pohjoisimpiin subarktisen vyöhykkeen alueisiin.

(/COLD REGION STRUCTURAL ENGINEERING, E. ERANTI, G. LEE)

KUVA B4-5. Pohjoiset kylmät alueet
maapallolla /14/

B 42 ROUTIMISOLOSUHTEET SUOMESSA
JA MUISSA KAUSIROUDAN MAIS-
SA

B 421 Ilmaston yleispiirteet

Suomi kuuluu subarktiseen ilmasto-
vyöhykkeeseen, kuva B4-5. Ilmaston
yleispiirteitä ovat mm., /20/

- vuoden keskilämpötila
-2...+5°C (eri osissa
maata)
- melko kylmä talvi, tammi-
kuun keskilämpötila -5...-
15°C

- melko lämmin kesä, heinä-
kuun keskilämpötila
+13...+17°C
- melko vähäinen sademäärä,
400...700 mm/v
- kausirouta, keskimääräinen
pakkasmäärä 500-2000°C x
vrk/v.

Pohjoiseen sijaintiinsa nähden Suo-
men ilmasto on Golf-virran ansiosta
melko leuto; samoilla leveysasteilla
Siperiassa, Kanadassa ja Alaskassa
on yleisesti ikeiroutaa, kun Suomessa
routa sulaa koko maasta vuosittain.

(Lapissa tosin esiintyy paikallisesti ikeiroutaan verrattavia palsamuodostumia). Hyvin Suomea vastaavat ilmasto-olosuhteet on osoitettavissa vain Keski- ja Pohjois-Ruotsissa ja Neuvostoliiton Karjalassa.

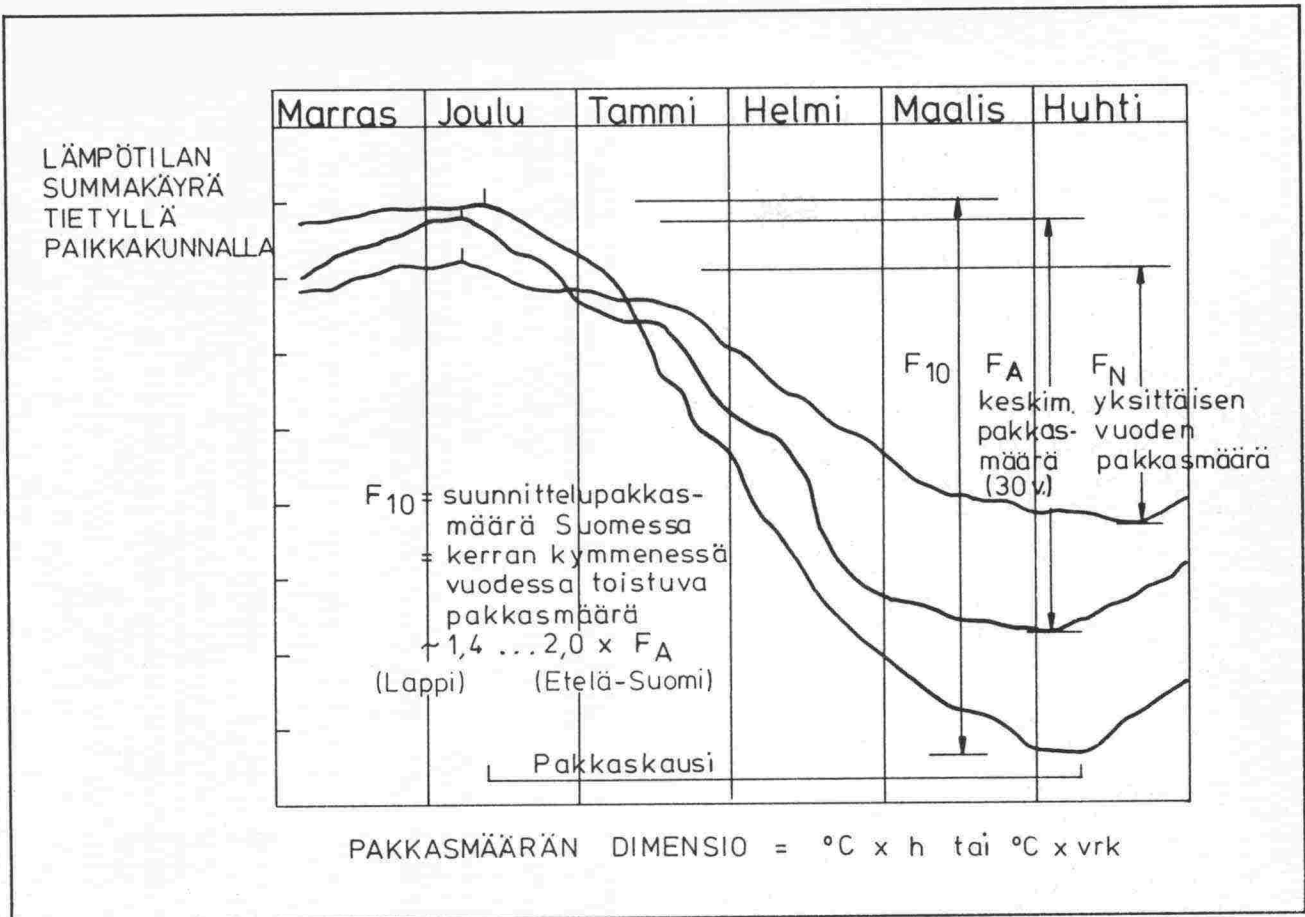
B 422 Pakkasmäärä

Routaolosuhteita kuvataan yleisesti pakkasmäärällä, joka osoittaa talven ankaruutta ja joka mitataan pakkaskauden päivittäisten lämpötila-arvojen ja pakkaskauden pituuden tulona, $^{\circ}\text{C} \times \text{vrk}$ tai $^{\circ}\text{C} \times \text{h}$, (kuva B4-6).

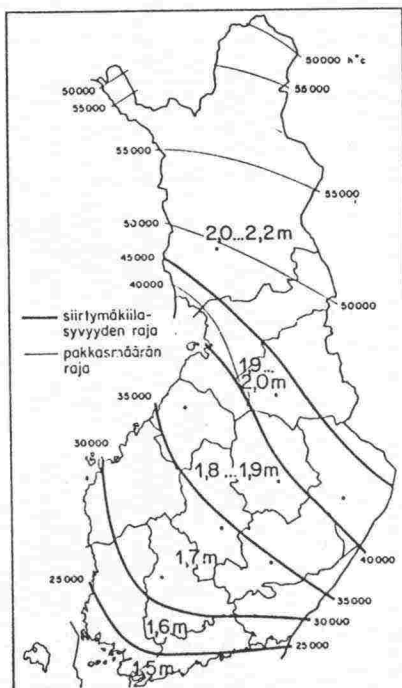
Pakkasmäärän avulla voidaan arvioida roudan syvyyttä ja routanousun suuruutta; siten pakkasmäärä soveltuu lähtökohdaksi routasuojaustarvetta arvioitaessa. Koska vuosittaisten pakkasmäärien vaihtelut ovat suuret samalla paikkakunnallakin, on suunnittelussa valittava se todennäköisyys, jolle rakenteet mitoitetaan. Hyvin yleisesti kausiroidan maissa käytetään suunnittelun lähtökohtana kerran kymmenessä vuodessa esiintyviä korkeimpia pakkasmääriä, kuva B4-7, kuva B4-8, vaikka talvien ankaruutta kuvataan myös keskimääräisellä pakkasmäärällä (esim. 30 vuoden ajalta), (kuva B4-9, kuva B4-10), /20, 3/.

Pakkasmääriä tarkastellen Suomi on maapallon kylmimpiä kausiroidan alueita. Tyypillistä on yhtäjaksoinen pitkä pakkaskausi, jolloin routa ehtii tunkeutua syvälle. Tyypillistä on myös lyhyt, raju kevät, jolloin routa sulaa kokonaan. Pakkasmäärien kannalta Suomea vastaavat olosuhteet vallitsevat Euroopassa vain Keski- ja Pohjois-Ruotsissa sekä Itä-Karjalan ja Venäjän Neuvostotasavalloissa. Myös Norjan tuntureilla sekä Sveitsin ja Itävallan Alpeilla on ankaria routaolosuhteita, mutta paikallisemmin kuin Suomessa. Betonipäällysteitä on näillä alueilla ainakin Sveitsissä, Itävallassa ja Suomessa. Muualla Euroopassa vuositaiset pakkasmäärät ovat yleensä enintään kymmenesosa Suomessa vallitsevista olosuhteista.

Pohjois-Amerikassa Suomea vastaavia pakkasmääriä esiintyy lähinnä Suurien Järvien ympäristössä sekä Yhdysvaltain että Kanadan puolella, kuva B4-10, /3/. Tällä alueella betonipäällysteitä käytetään aktiivisimmin Minnesotan, Wisconsinin ja Michiganin osavaltioissa. Ankarimmissa olosuhteissa betonipäällysteitä löytyy Kanadasta Manitoban pääkaupungin Winnipegin ympäristöstä ja Montrealin suurkaupungin ympäristöstä Quebecin osavaltiossa.

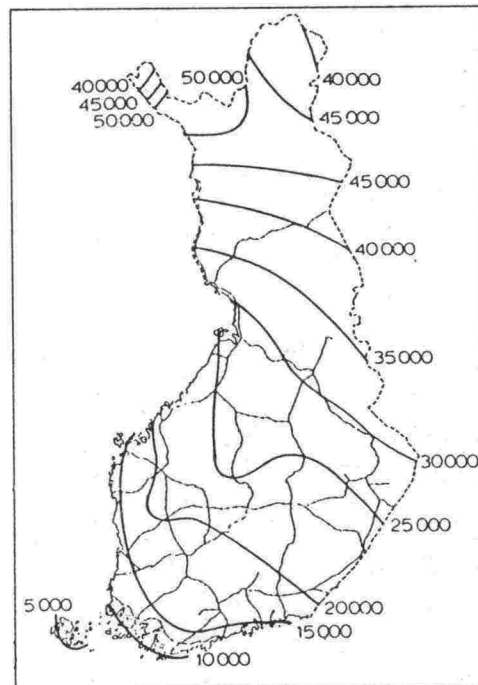


KUVA B 4-6. Erilaiset pakkasmäärä-käsitteet /3/



Siirtymäkiilasyvyys ja kerran 10 vuodessa toistuva pakkasmäärä. Sorasta tai murskeesta tehdyn kiilan syvyys on 0,2 m suurempi, louheesta tehdyn 0,5 m suurempi (TVH, Tien rakenne, 3.2-1)

KUVA B4-7 a. Siirtymäkiilasyvyys ja kerran 10 vuodessa toistuva pakkasmäärä /16/



Keskimääräinen pakkasmäärä Suomessa $^{\circ}\text{C} \times \text{h}$

KUVA B4-7 b. Keskimääräinen pakkasmäärä Suomessa ($^{\circ}\text{C} \times \text{h}$) /20/

Vuoden pakkasmäärät eri todennäköisyyksillä

	F ₁₀₀	F ₅₀	F ₂₀	F ₁₀	F ₅	F ₂	F ₁	F ₀	F ₁₀	F ₂₀	F ₅₀	F ₁₀₀
Turku, lentoas.	0	700	2500	4200	6600	12300	19800	24800	29700	35900	40500	
Helsinki, Kaisaniemi	0	650	2300	3900	6100	11300	18300	23000	27400	33100	37400	
Kotka	2200	3400	5200	7000	9500	15200	23000	28200	33100	39500	44300	
Jokioinen	3300	4300	6100	7900	10300	15800	23400	28400	33100	39300	44000	
Heinola	4900	6000	7900	9700	12100	17900	25600	30700	35700	42000	46800	
Vaasa	2300	3500	5400	7400	10000	16200	24500	30000	35300	42200	47300	
Jyväskylä	6500	7600	9500	11300	13900	19800	27700	33000	38100	44600	49600	
Mikkeli	7700	8800	10700	12600	15100	21800	29100	34500	39600	46200	51100	
Kuopio	10400	11500	13400	15200	17700	23500	31300	36500	41500	47900	52800	
Oulu	10600	11800	13800	15700	18400	24600	33000	38600	43900	50800	56000	
Kajaani	13300	14500	16500	18500	21300	27700	36300	42000	47500	54600	60000	
Rovaniemi	19300	20700	22900	25000	27900	34800	44000	50200	56100	63800	69500	
Kuusamo	21600	22900	25000	27000	29800	36300	45100	50900	56500	63700	69100	
Sodankylä	24000	25300	27400	29600	32500	39300	48400	54500	60300	67900	73500	

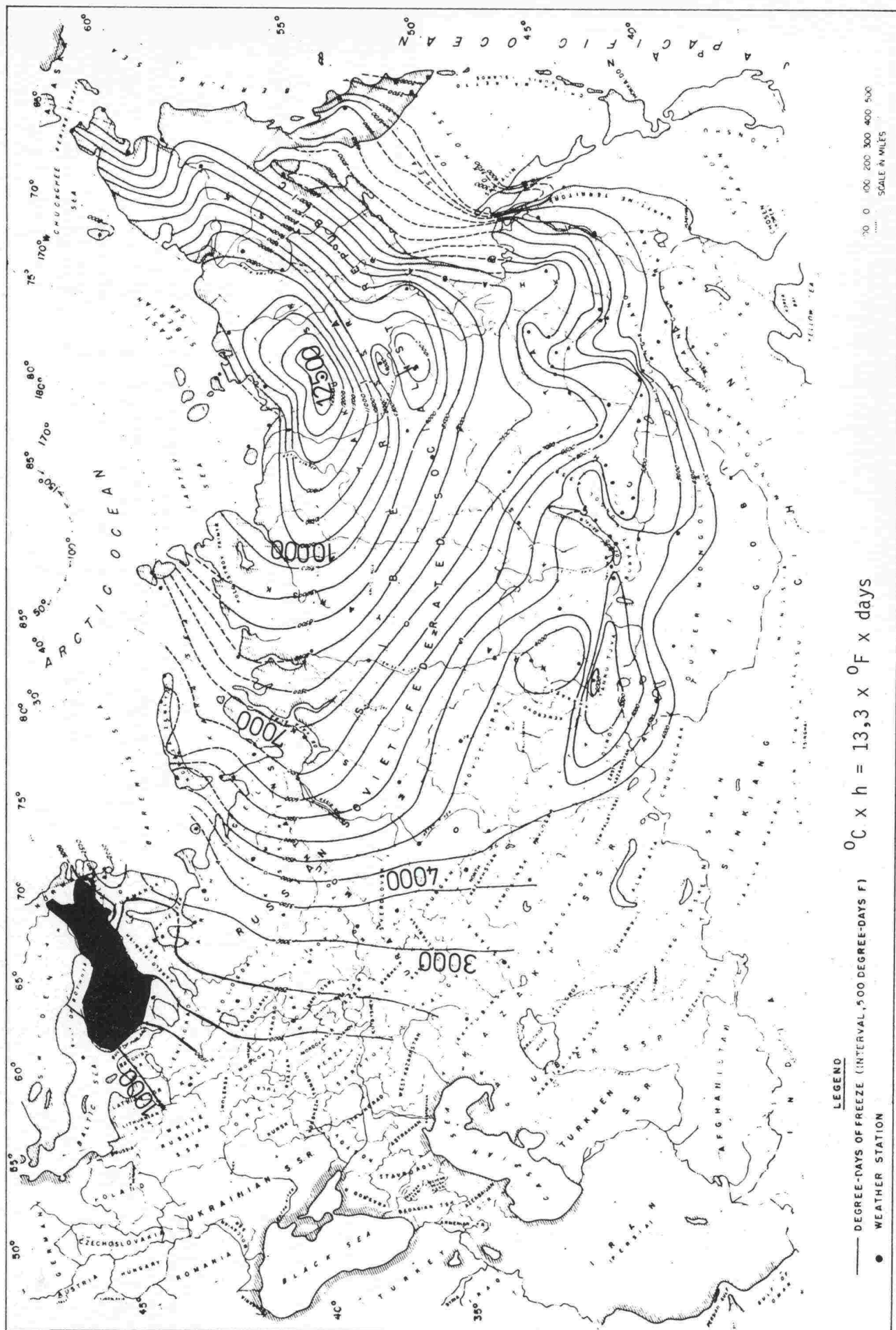
KUVA B4-8. Vuoden pakkasmäärät paikkakunnittain eri todennäköisyyksillä /17/

B 423 Maaperä- ja pohjavesiolosuhteet

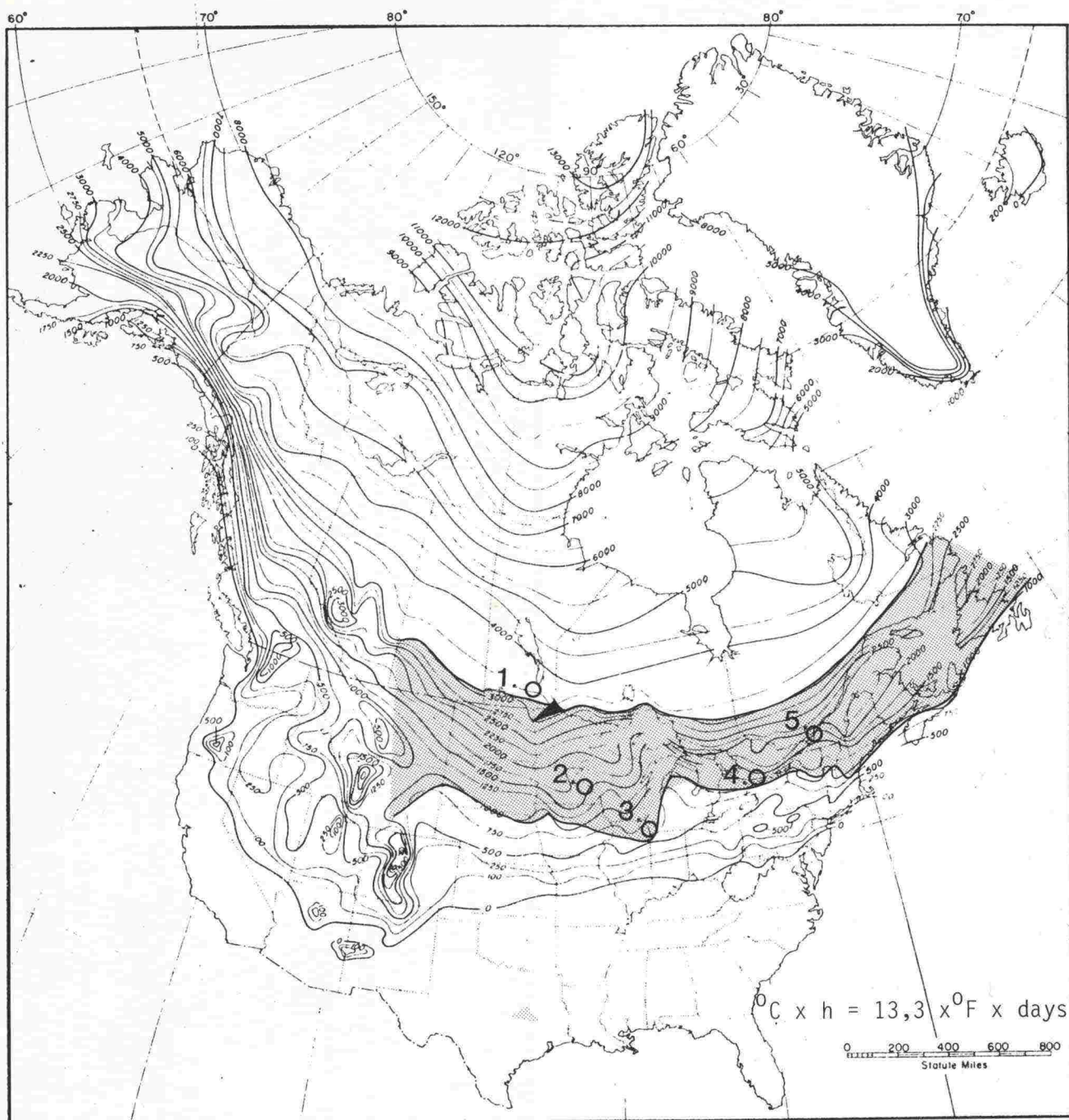
Skandinavia on viimeisimpiä mannerjäätikön alta vapautuneita pohjoisia alueita. Peruskallio on vanhaa, lujaa ja rapautumatonta, kalliopaljastumia paljon, irtomaakerrokset suhteellisen ohuita. Valtamaalajina ovat moreenit, rannikoilla myös savet. Luode-kaakko-suuntaiset harjumuodostumat ovat tyypillisiä. Järviä ja soita on paljon. Topografia on yleispiirteiltään alavaa, mutta maaperä ja pinnanmuodostus on pienipiirteistä ja vaihtelevaa. Pohjavedenpinta on korkealla, vaikka vuosisadanta on melko alhainen (400...700 mm/v). Routimiselle Suomen maaperä- ja pohjavesiolosuhteet ovat erittäin otolliset.

Pohjois-Amerikassa on topografia myös kausiroidan alueilla paljon suuripiirteisempää kuin Pohjois-Euroopassa. Kallioisia alueita on vähän, irtomaakerrokset ovat yleensä paksuja moreeni- ja silttiesiintymiä. Laajat, alavat preeriat levittäytyvät myös pohjoisille alueille. Pohjavedenpinta saattaa olla korkealla ja routimisen edellytykset otolliset täälläkin.

Sveitsin ja Itävallan alpeilla löytyy paikallisesti Suomea vastaavia maaperä- ja pohjavesiolosuhteita, mutta poikkeavan topografian takia teiden routimisolosuhteet eroavat käytännössä suuresti vastaavista suomalaisista.



KUVA B 4-9. Keskimääräinen pakkas-
määrä Euraasiassa (esim. Suomi
10000-45000 °C x h, Itä-Siperia
100000-170000 °C x h) /3/



KUVA B4-10. Keskimääräinen pakkas-
määrä ($^{\circ}\text{F} \times \text{days}$) Pohjois-Ameri-
kassa /3/ (Varjostettu alue vastaa
Suomen olosuhteita)

1. Winnipeg, Manitoba Can,
2. St. Paul, Minnesota,
3. Chicago, Illinois,
4. Toronto, Can,
5. Montreal, Can.

B 43 ROUTIMISEN HAITAT TEILLE JA KADUILLE

Edellisten kohtien perusteella todetaan, että routimisolosuhteet ovat Suomessa yleisesti erittäin epäedulliset ja routimisvaara on siten huomioitava kaikessa maarakentamisessa. Routanousun ja alentuneen kevätkantavuuden tosiasiallinen haitallisuus riippuu kuitenkin suuresti paikallisista olosuhteista ja rakenteen asettamista vaatimuksista. Koska tien ja kadun toimintaideana on tasaisuus ja kantavuus, kärjistyvät routimisen haitat teiden kohdalla. Tie on aina paljas ja lumeton, joten roudan tunkeutuminen on maksimissaan. Halkoessaan maastoa tie joutuu jatkuvasti vaihtuviin maaperä- ja pohjavesiolosuhteisiin, jolloin routanousu- ja kevätkantavuuserot voivat muodostua huomattavan suuriksi. Näitä eroja tasataan mitoittamalla tierakenne asianmukaisesti, mutta joka tapauksessa jäätyminen ja sulamisen vuosikierto rasittaa tien kestävyyttä ja palvelutasoa.



KUVA B4-11. Routavaurio valtatiellä 12 Hollolan kunnassa /III/1987, asfalttipäällyste)

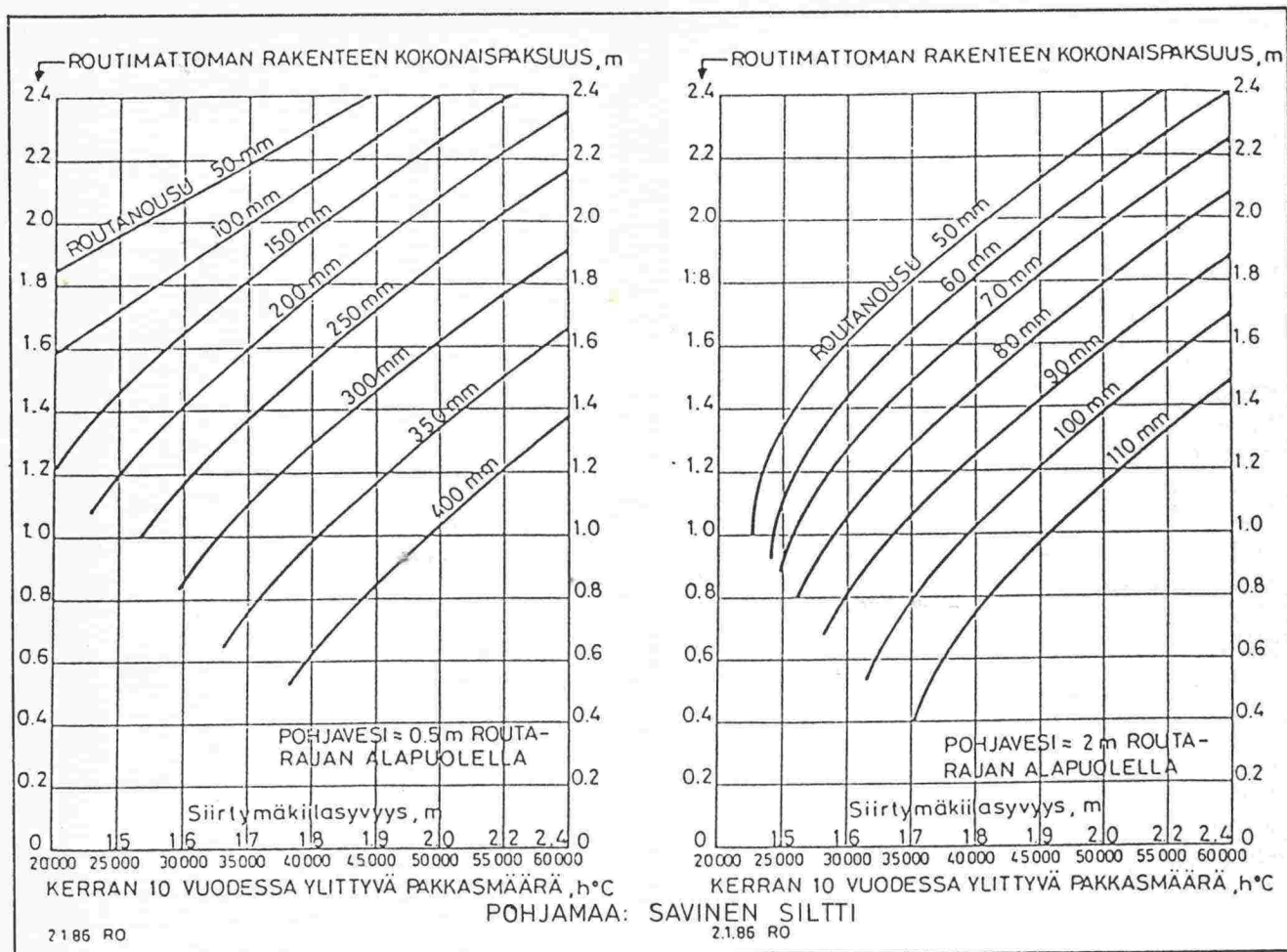
B 431 Routanousun haitallisuus

Routimisen ensisijaisena haittana pidetään epätasaisia routanousuja, routakohoutumia, jotka voivat epäedullisissa olosuhteissa muodostua kymmenien senttimetrien suuruisiksi ja huonontaa siten tien tasaisuutta talvella aivan oleellisesti, kuva B4-11. Haitta on tilapäinen, roudan sulamisen jälkeen tasaisuus yleensä palautuu kesän kuluessa. Kun suurempiin routakohoutumiin liittyy aina päällysteen halkeilua, syntyy tiehen myös pysyviä vaurioita. Jos routaolosuhteet ovat homogeeniset, voi tien routanousu olla melko suuri, jopa 10-20 cm ilman, että tiehen syntyy vaurioita tai mainittavaa epätasaisuutta. Kokonaisroutanousun kasvaessa kasvaa kuitenkin myös epätasaisuuksien riski, kuva B4-12.

Routanousuista aiheutuu myös pysyvää haittaa. Vuosittain toistuvat routanousut löyhdyttävät sulamisvaiheessa pohjamaata ja tien rakennekerroksia eikä routanousun palautuminen ole täydellistä. Vuosien mittaan syntyy pysyvää epätasaisuutta ja tien palvelutaso laskee.

Se, millainen routanousu tai palvelutason lasku katsotaan haitalliseksi, vaihtelee eri maissa maassa noudatetun suunnittelustandardin, yleisten routaolosuhteiden ja tienkin tieluokan mukaan. Suomessa on pidetty taulukon B4-1 raja-arvoja suositeltavina eri luokkaisille teille. Suosituksen mukaan esimerkiksi kokoojatiellä katsotaan haitalliseksi 30 cm ylittävät kokonaisroutanousut ja 5-10 cm lyhyet epätasaiset kohoumat, kun taas moottoriteillä jo 4-7 cm kokonaisnousu ja 2-3 cm yksittäinen kohouma olisi minimivaatimuksena. Suositusarvojen tarkistaminen on vireillä.

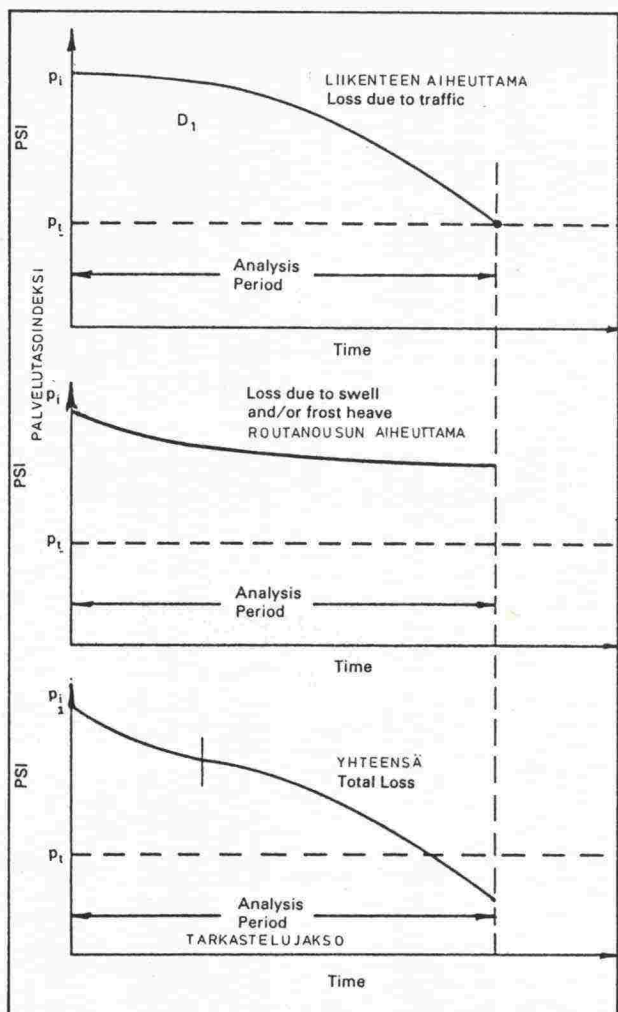
Yhdysvalloissa pidetään routanousuerosta vuosien mittaan syntyvää palvelutason laskua ensisijaisena routanousuhaittana, kuva B4-13. Vastailmestyneissä AASHTO:n suunniteluohjeissa on esitetty menetelmä palvelutason laskun arvioimiseksi pohjamaan routivuuden, roudan tunkeutumisvyyden ja kuivatusolosuhteiden perusteella, kuva B4-14, /15/.



KUVA B4-12. Routanousu pakkasmäärän ja routimattoman rakennepaksuuden funktiona (R. Oraman mukaan) /22/

TAULUKKO B4-1. Suositeltavat enimmäisarvot tien pinnan kaltevuudenmuutoksille ja kokonaisroutanousulle (R. Oraman mukaan)

Tien toiminnallinen luokka	kaltevuuden muutos enintään ‰	kokonaisroutanousu enintään (mm)
Moottoriväylät	4...6	40...70
Valta- ja kantatiet	4...6	50...100
Seudulliset tiet	4...11	80...200
Kokoojatie	9...16	150...300
Yhdystie	15...	200...



KUVA B4-13. Tien palvelutason aleneminen ajan funktiona amerikkalaisen suunnitteluohjeen mukaan /15/

B 432 Alentuneen kevätkantavuuden haitallisuus

Kausiroidan olosuhteille routivan maan kantavuusvaihtelut (Kuva B4-3d, e) eri vuodenaikoina on tyypillinen piirre. Jäätyneen maan kantavuus ylittää yleensä kaikki kuormitusvaatimukset, mutta keväällä roudan sulamisvaiheessa kantavuus alenee jyrkästi palautuakseen taas kuivumisen edistyessä normaaliin kesäkantavuuteen.

Tierakenteen kestävyys kannalta tämä kantavuuden alin arvo on ratkaiseva ja siksi suunnittelussa pyritään mittaamaan todelliset kevät-kantavuudet ja mitoittamaan rakenteet sen perusteella. Kun heikointa kantavuutta on mittaamalla usein vaikea tavoittaa, on suunnittelun apuna käytetty kertoimia eri vuodenaikojen kantavuuksille. Eräissä maissa on paikallisten lämpötilahavaintojen perusteella arvioitu vuodenaikojen pituutta ja määriteltä siten painotettu kantavuusarvo mitoituksen pohjaksi. Suomessa ja useissa Euroopan maissa käytetään suunnittelussa heikointa kevät-kantavuutta, kun taas painotettu kantavuusarvo on käytössä mm. Pohjois-Amerikassa.

Vaikka alentunut kevät-kantavuus on ensi sijassa hienorakeisen, routivan maan ominaisuus, joka liittyy jäälinsien sulamiseen (Kuva B4-2), voi kantavuuden alentumista esiintyä haitallisessa määrin myös routimattomissa päällysrakennekerroksissa. Etenkin sulamisen alkuvaiheessa keväällä ovat tien reunat vielä jäässä ja normaalit kuivatustiet tukossa. Tällöin voi päällysrakenteeseen patoutua niin paljon vettä, että liikennekuorman alla huokosvedenpaine nousee ja rakenne menettää merkittävästi kantavuuttaan. Suomessa tällainen tilanne syntyy yleensä kerran vuodessa keväällä, mutta eteläisemmissä kausiroidan maissa talven aikana on useita leutoja jaksoja ja edellä kuvattu ilmiö muodostuu oleelliseksi routimishaitaksi.

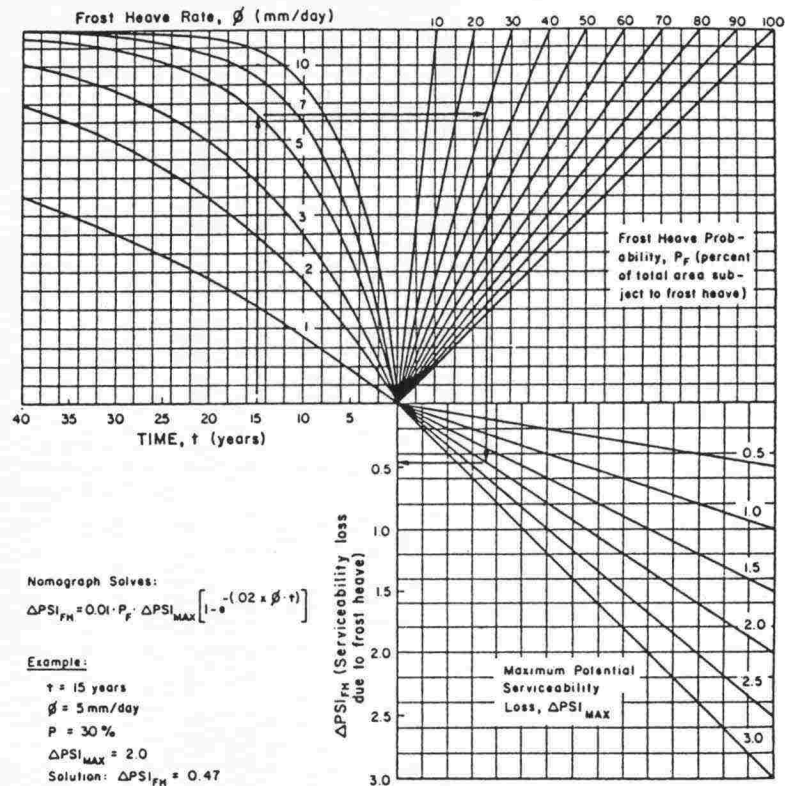


Chart for estimating serviceability loss due to frost heave.

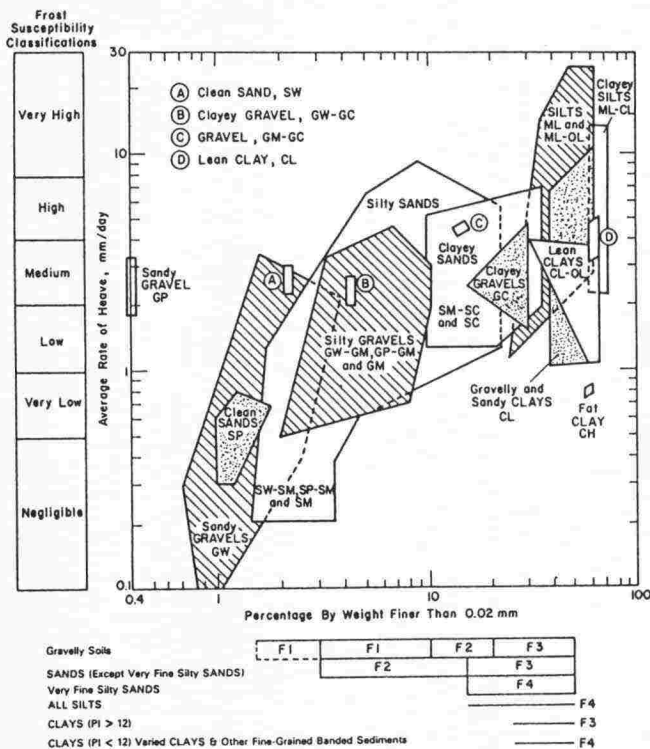
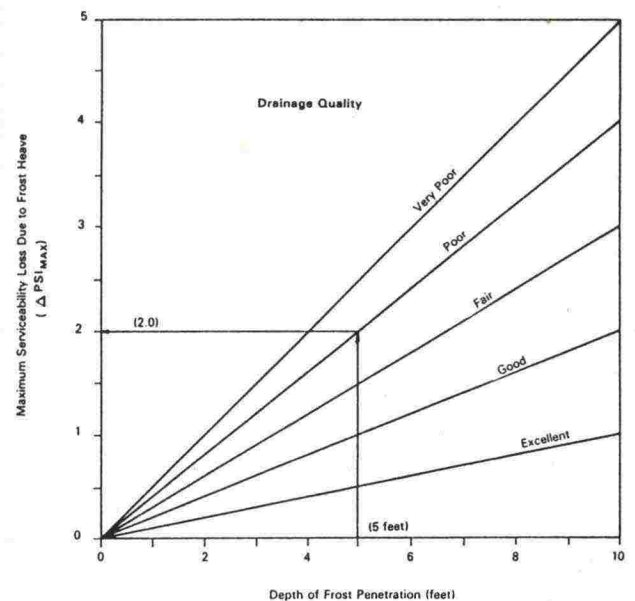


Chart for estimating frost heave rate for a roadbed soil, Part II (77).

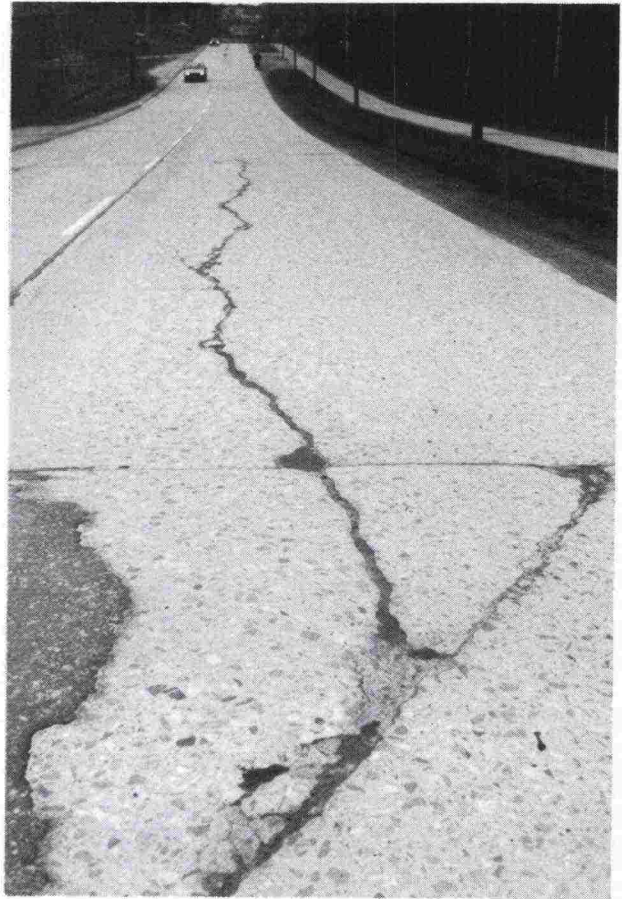


Graph for estimating maximum serviceability loss due to frost heave.

B 433 Päällystevauriot

Routanousut alentavat tien tasaisuutta ja palvelutasoa ja alentunut kevätkantavuus koettelee tien kestävyyttä. Molemmat aiheuttavat päällysteille halkeilu- ja rikkoutumisvaaran. Asfalttipäällysteen tyypillisiä routavaurioita ovat keskitien pituussuuntaiset halkeamat, kuva B4-15. Paikallisten routakohoumien kohdalla päällyste halkeilee epämääräisemmin, kuva B4-11. Kuvien osoittamalla tavalla halkeamat voivat olla vakavia ja aiheuttaa liikenneeräjoituksia ja välittömiä korjaustoimenpiteitä. Alentunut kevätkantavuus aiheuttaa asfalttipäällysteeseen verkkohalkeamia sekä urapainumaa tien reunoissa.

Betonipäällysteeseen routanousu aiheuttaa niinikään pituushalkemia, kuva B4-16, tai pituussauman aukeamista. Tyypillisempi routavaurio on kuitenkin porrastuminen poikkisaumoissa ja päällysteen reunassa, (kuvat B4-17, B4-18), jonka aiheuttajana voi olla sekä routanousu että alentunut kevätkantavuus.

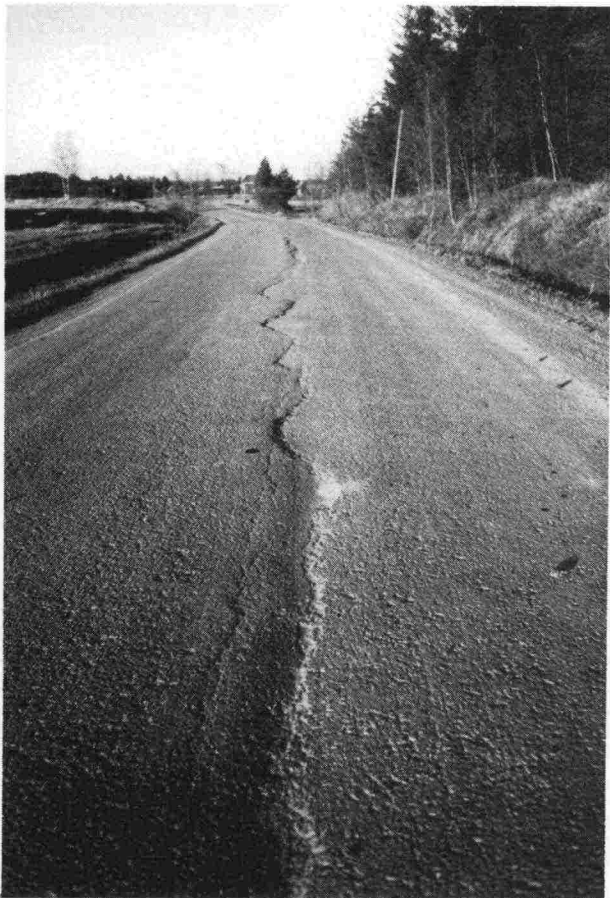


KUVA B4-16. Routanousun aiheuttama pituushalkeama betonipäällysteessä, Parainen

Vuosien mittaan päällystevaurioitten seurauksena on paitsi paheneva liikennehaitta, myös itse päällysteen tuhoutuminen halkeilun edetessä. Halkeamia voidaan paikata, pietä, raudoittaa tai jyrsiä, mutta varsinaisesti roudan aiheuttamia päällystevaurioita ei voida poistaa päällystettä korjaamalla; korjaus on tehtävä uusimalla koko rakenne.

B 434 Muut routimisen haitat

Routa nostaa kiviä. Tien alusrakenteessa roudan tunkeutumisvyydydellä olevat kivet pyrkivät vuosien mittaan nousemaan ylöspäin ja aiheuttavat epätasaisuutta tienpintaan. Yhdysvalloissa pidetään haitallisena jo 15 cm läpimittaisia kiviä routivassa alusrakenteessa, muualla paksumpia päällysrakenteita käytettäessä vasta 30 - 60 cm kivet katsotaan yleensä haitallisiksi.



KUVA B 4-15. Routanousun aiheuttama pituushalkeama tien keskellä, öljy-sorapäällyste



KUVA B4-17. Routanousun aiheuttamaa laattojen porrastumista, Wisconsin USA (valok. JR 1987)

Jäätymisen ja sulamisen vuosikierto aiheuttaa tierakenteeseen myös muita kuin suoranaaisia routimisvaurioita. Sekä sidotut että sitomattomat kerrokset kutistuvat pakkasella, niihin syntyy halkeamia, jotka ilmenevät säännöllisin välein toistuvina poikkihalkeamina. Betonipäällysteissä pakkaskutistuma yleensä ohjautuu saumoihin eikä aiheuta vaurioita.



KUVA B4-18. Porrastumista pientareen ja päällysteen välillä, Wisconsin USA

B 44 ROUTIMISHAITTOJEN TORJUMI-
NEN

B 441 Menetelmiä haittojen vähentämiseksi

Kausiroidan alueilla routimishaittojen torjuminen sanelee reunaehdot tien rakenteelliselle mitoitukselle. Selkeä ratkaisu välttää routimisen haitoilta on vaihtaa massat roudantunkeutumisyyvyyteen saakka routimattomiksi, (maalaatikko). Näin menetelläänkin yleisesti leudommissa kausiroidan maissa, missä kerran kymmenessä vuodessa esiintyvä pakasmäärä jää alle $3000^{\circ}\text{C} \times \text{h}$ ja roudan syvyys alle yhden metrin.

Sen sijaan kylmissä kausiroidan maissa, missä routa voi tunkeutua aina 2-3 m syvyyteen, vain lentoken-
tät ja korkealuokkaiset moottoritiet perustetaan tarvittaessa roudatto-
maan syvyyteen. Muulla tieverkolla tyydytään yleisesti kompromissiin; routanousuja sallitaan, päällysrakenne ja siirtymäkiilat tasaavat routanousu- ja kevätkantavuuseroja, mutta eivät estä kokonaan pohjamaan routimista. Routimishaittojen vähentämiseksi on toki muitakin menetelmiä, joita useimmiten käytetään päällysrakenteen paksuusmitoituksen tukena. Tällaisia ovat mm. pohjavedenpinnan alentaminen, päällysrakenteen tehokas kuivatus, pohjamaan homogenisointi ja lämpöeristeet. Taulukossa B4-2 esitetään arvio näiden toimenpiteiden tehokkuudesta routimisen haittojen vähentämisessä.

B 442 Päällysrakenteen routamitoitus eri maissa

B 4421 Routamitoitus Suomessa

Vuonna 1985 tie- ja vesirakennushallituksen toimesta julkaistun suunnitteluohjeen mukaan, /16/, tien rakennekerrokset mitoitetaan ensin tien kantavuusvaatimusten perusteella ja näin saatu rakenteen kokonaispaksuus testataan vielä routamitoitusvaatimusten perusteella. Kantavuusmitoituksen lähtökohtana on pohjamaan heikoin kevätkantavuus ja käytettävissä olevien kiviainesten E-moduulit. Odemarkin laskentamenetelmää käyttäen määritellään tarvittavat kerrospaksuudet.

Routamitoituksen tavoitteena on rajoittaa routanousut tieluokittain tietylle tasolle, taulukko B4-1. Päällysrakenteen kokonaispaksuudelle asetetut vähimmäisvaatimukset, kuva B4-19, perustuvat tie- ja vesirakennuslaitoksen toimesta eri puolilla maata suoritettuihin pitkäaikaisiin roudansyvyys- ja routanousumittauksiin.

Betonipäällysteisten teiden routamitoitukselle asetetaan TVH:n suunnitteluohjeissa kuvan B4-19 mukaan aina vaatimustaso 1, ts. rakennettaessa betonipäällysteitä alempiluokkaisille kaduille ja teille tulisi käyttää paksumpaa päällysrakennetta kuin asfalttipäällysteen kyseessä ollen. Tämä kanta perustuu käsitykseen, että betonipäällyste sietää asfalttipäällystettä huominkin niitä routanousuja, joita alempiluokkaisille teille taulukon B4-1 mukaan sallitaan.

TAULUKKO B4-2. Routimishaittojen torjuminen, eri toimenpiteiden tehokkuus

	Routanousu- erojen vähentäminen	Kevätkanta- vuuden lisääminen
Routimaton täyte	xxx	xxx
Siirtymäkiilat	xxx	x
Homogenisointi	xx	x
Kerrosten kuivatus	x	xx
Jäykempi pääll.rak.	x	xx
Pvp:n laskeminen	xx	xx
Lämpöeristeet	xxx	xxx

Routimisen rajoittaminen

Paksuusmitoitus

Vaati- mus- taso	Tien toiminnallinen luokka, ¹⁾ liikennemäärä ja päällystetyyppi ²⁾	Routa- olosuhteet (kuva 32:1)	Eri paksuusluokkia (h ³⁾ ja siirtymäliikiläisyyksiä vastaavat rakenteen paksuudet ^{4) 5)}					
			20...25 000 1,5m	25...30 000 1,6m	30...35 000 1,7m	35...40 000 1,8...1,9m	40...45 000 1,9...2,0m	45...60 000 2,0...2,2m
I	Moottoritiet, moottoriliikennetiet Taajamien päällykset, joissa on reu- natuet ja sadevesiviemärit	Vaikeat ³⁾ Keski- Helipot	1,3...1,5m 1,0...1,3m 0,7...1,0m	1,4...1,6m 1,1...1,4m 0,8...1,1m	1,5...1,7m 1,2...1,5m 0,9...1,2m	1,6...1,9m 1,3...1,7m 1,0...1,4m	1,7...2,0m 1,4...1,8m 1,1...1,5m	1,8...2,2m 1,5...2,0m 1,2...1,7m
II	Valta-, kanta-, ja seudulliset tiet, joiden KVL > 1000 ajon/d Taajamien muut yleiset tiet	Vaikeat ³⁾ Keski- Helipot	1,1...1,5m 0,7...1,0m —	1,2...1,6m 0,8...1,1m —	1,3...1,7m 0,9...1,2m —	1,4...1,9m 1,0...1,4m —	1,5...2,0m 1,1...1,5m —	1,6...2,2m 1,2...1,7m —
III	Valta-, kanta-, ja seudulliset tiet, joiden KVL < 1000 ajon/d Kokooja- ja yhdystiet, joihin tulee AB tai KAS	Vaikeat ³⁾ Keski- Helipot	1,1...1,5m 0,4...0,7m —	1,2...1,6m 0,5...0,8m —	1,3...1,7m 0,6...0,9m —	1,4...1,9m 0,7...1,1m —	1,5...2,0m 0,8...1,2m —	1,6...2,2m 0,9...1,4m —
IV	Kokooja- ja yhdystiet, joihin tulee OS tai SOP	Vaikeat ³⁾ Keski- Helipot	0,9...1,5m — —	1,0...1,6m — —	1,1...1,7m — —	1,2...1,9m — —	1,3...2,0m — —	1,4...2,2m — —
V	Kokooja- ja yhdystiet, joihin ei tule päällystettä eikä pintausta	—	6)	6)	6)	6)	6)	6)

Huomautukset

- Tien toiminnalliseen luokkaan nähden poikkeuksellinen liikennemäärä, nopeustaso tai muu syy saattaa edellyttää esitettyä alhaisempaa tai korkeampaa laatutason valinnan
- Maabetonirakenteilla teillä vähintään vaatimustaso II Louherakenteilla teillä - - - I Betonipäällysteillä teillä - - - II
- Vaikeissa routaolosuhteissa on yleensä edullisempaa käyttää paksun rakenteen sijasta muita kohdassa 3.22 lueteltuja keinoja
- Laskennan lähtökohdaksi otetaan kuvasta 32:1 hiealle tar-koitettu siirtymäliikiläisyys.
Saatu paksuus on kerrottava
- 1,1:llä, kun routimattoman rakenteen alaosaa tehdään sorasta tai murskeesta
- 1,3:llä, kun routimattoman rakenteen alaosaa tehdään louheesta

- Vaihtelualueen ylärajaa ei käytetä ilman syytä, vaan vaihtelualueen käytöllä otetaan huomioon
- routaolosuhteiden tarkempi vaikeusaste (esim. lohkeiden koko, määrä ja sijainti)
- maalajin vaikutus (esim. siltissä routanousu on useimmiten suurempi kuin vähän hienoainesta sisältävässä moreenissa)
- mahdollisten vaurioiden haitallisuus (esim. jos nopeudet ovat alhaisia)
- ettei yhteen rakennuskohteeseen tule useita vain vähän toisistaan poikkeavia rakenteita (esim. E-luokan alusrakenteella voidaan käyttää keskiarvoissa routaolosuhteissa F-luokalle tarkoitettua päällysrakennetta, jos tämän paksuus on sopiva)
- Vain sellaiset routanousut torjutaan, joita ei voida hoitaa kunnossapidolla. Roudantorjuntaa voidaan täydentää sorateillä rakentamisen jälkeenkin.

IV 32-4

16.9.1985

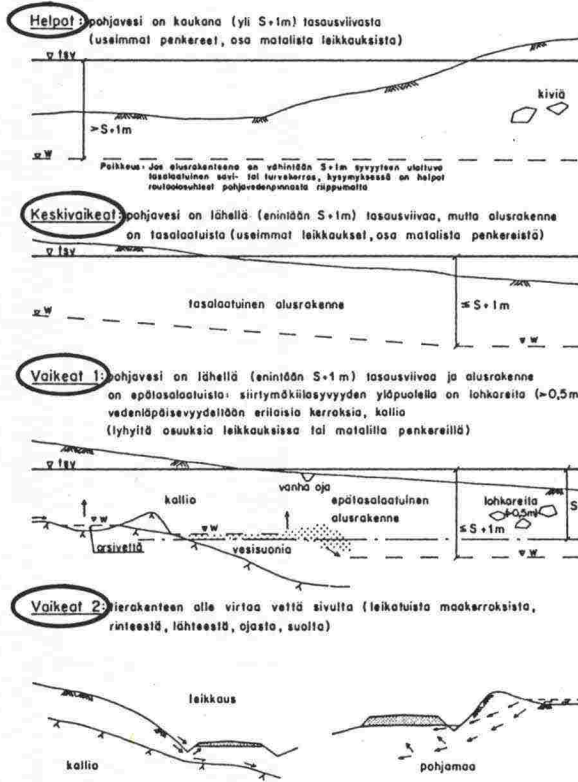
Alusrakenne

TVL

16.9.1985

Routimisen rajoittaminen

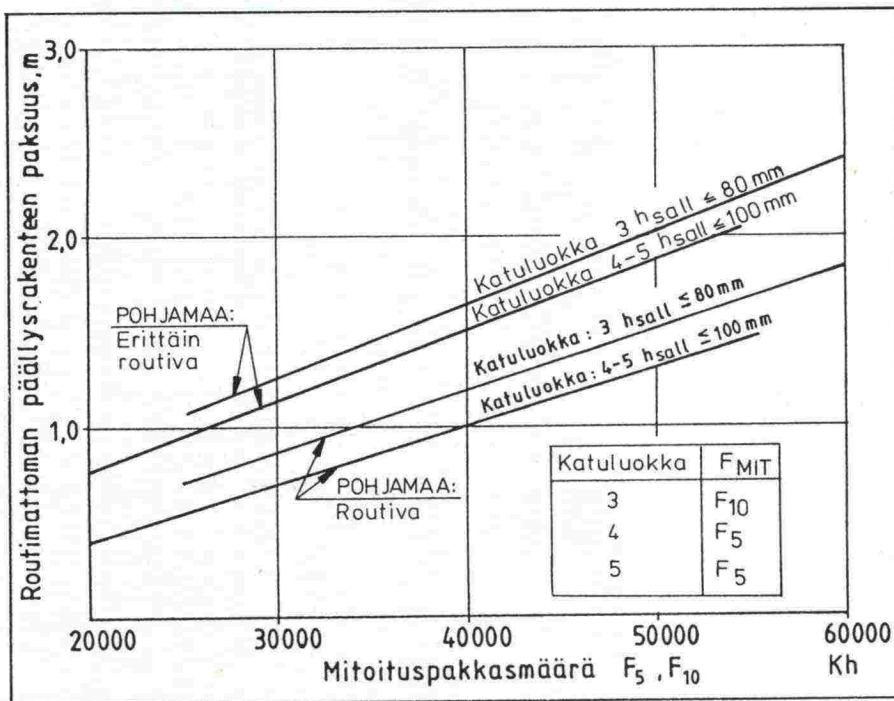
Alusrakenteen routaolosuhteet



IV 32-3

Betonipäällysteisen tien kantavuusmitoitus tehdään betonipäällysteiden suunnitteluohjeen mukaan samoin kuin asfalttipäällysteisillä teillä, kuitenkin niin, että betonipäällysteen kantavuustavoite on 125 MN/m^2 .

Suomen kaupunkiliiton toimeksiannosta on 1980-luvun puolivälissä käynnistetty katurakenteen mitoituksen kehittäminen. Tätä varten VTT:n geoteknisessä laboratoriossa on laadittu uusi katurakenteen routamitoitusohje, kuva B4-20. Uutta menetelmässä on useampien suunnittelupakkasmäärien käyttö ja sallitun routanousun entistä selkeämpi käyttö suunnitteluelementtinä. Menetelmä on toistaiseksi epävirallinen. Se ei ota kantaa betonipäällysteisiin, /24/.



KUVA B4-20. Katurakenteen routamitoitusehdotus /24/

B 4422 Tierakenteen mitoitus Yhdysvalloissa ja Kanadassa

Pohjois-Amerikassa päällysrakenteen mitoitusmenetelmät perustuvat edelleen tavalla tai toisella AASHON tiekokeeseen 1960-luvulta. Eri osavaltioitten mitoitustavat poikkeavat usein toisistaan ja ovat omalla kokemuksella täydennettyjä muunnelmia alkuperäisistä ohjeista. Euroopassa jo tutut mekanistiset - teoreettisiin laskelmiin ja eri materiaaliominaisuuksien hyväksikäyttöön - perustuvat menetelmät tekevät vasta tuloaan Pohjois-Amerikassa. Kylmissä kausiroidun osavaltioissa päällysrakenteen mitoitus noudattaa yleensä Corps of Engineers:n kylmien alueitten tutkimuslaboratorion CRREL:in julkaisemaa mitoitushjettä. Tämän äskettäin uudistetun ohjeen kahta rinnakkaista mitoitustapaa tarkastellaan seuraavassa, /3, 1, 2/.

a) Mitoitus roudan tunkeutumisvyöhykkeen perusteella

Menetelmän tavoitteena on rajoittaa routanousut n. 10 cm tasolle korvaamalla 80 % roudan tunkeutumissyvyydestä routimattomilla päällysrakennekerroksilla. Roudan tunkeutumissyvyys routimattomassa materiaaalissa määritetään pakkasmäärän, materiaalin tilavuuspainon ja kosteuden funktiona, kuva B4-21. Tarvittava päällysrakennepaksuus määräytyy sen jälkeen pohjamaan ja päällysrakenteen vesipitoisuuden funktiona, kuva B4-22. Menetelmässä ei sidotuille kerroksille anneta mitään merkitystä routamitoituksessa, niiden paksuus määritetään erikseen ja lisätään routamitoituksen antamaan päällysrakennepaksuuteen. Menetelmä ei tee eroa asfaltti- ja betonipäällysteille, päällysrakennepaksuudet ovat samoja molemmille.

b) Mitoitus alentuneen kevätkantavuuden perusteella

Tämä menetelmä jättää kokonaan huomiotta routanousujen rajoittamisen. Routanousuerojen välttämiseksi suoritetaan perusteellinen alusrakenteen homogenisointi ja tiivistys syvyyteen, joka vastaa 1/2 - 2/3 kuvan B4-21 roudan tunkeutumissyvyydestä. Tarvittaessa tehdään siirtymäkiilaja.

Tälle alusrakenteelle mitoitetaan sitomattomat kerrokset ja asfalttipäällyste kerroksittain. Alustan kantavuutena ei käytetä mitattuja kevätkantavuusarvoja, vaan maalajin perusteella määräytyvää keskimääräistä arvoa, joka vastaa painotettua keskiarvoa kantavuuden vaihtelusta vuoden mittaan. Asfalttipäällysteillä menetelmä johtaa 60 cm suuruusluokkaa oleviin päällysrakennepaksuuksiin.

Betonipäällyste voidaan mitoittaa homogenisoidulle alusrakenteelle käyttäen vain 10 cm sorakerrosta alustana. Alustalukuna (k) käytetään niinikään maalajin perusteella määräytyvää painotettua vuosikeskiarvoa. Laatan paksuusmitoituksessa on liikennekuorman ja alustaluvun lisäksi muuttujana myös palvelutason alenema, PSI, joka päällysteelle sallitaan käyttöiän aikana. Jos laatta halutaan mitoittaa tasapaksuksi ja mahdollisimman ohueksi (=20 cm) käytetään laatan alla paksumpia sorakerroksia tai sidottua alustaa alustaluvun nostamiseksi. Käytännössä laatan paksuudet vaihtelevat 20-28 cm välillä.

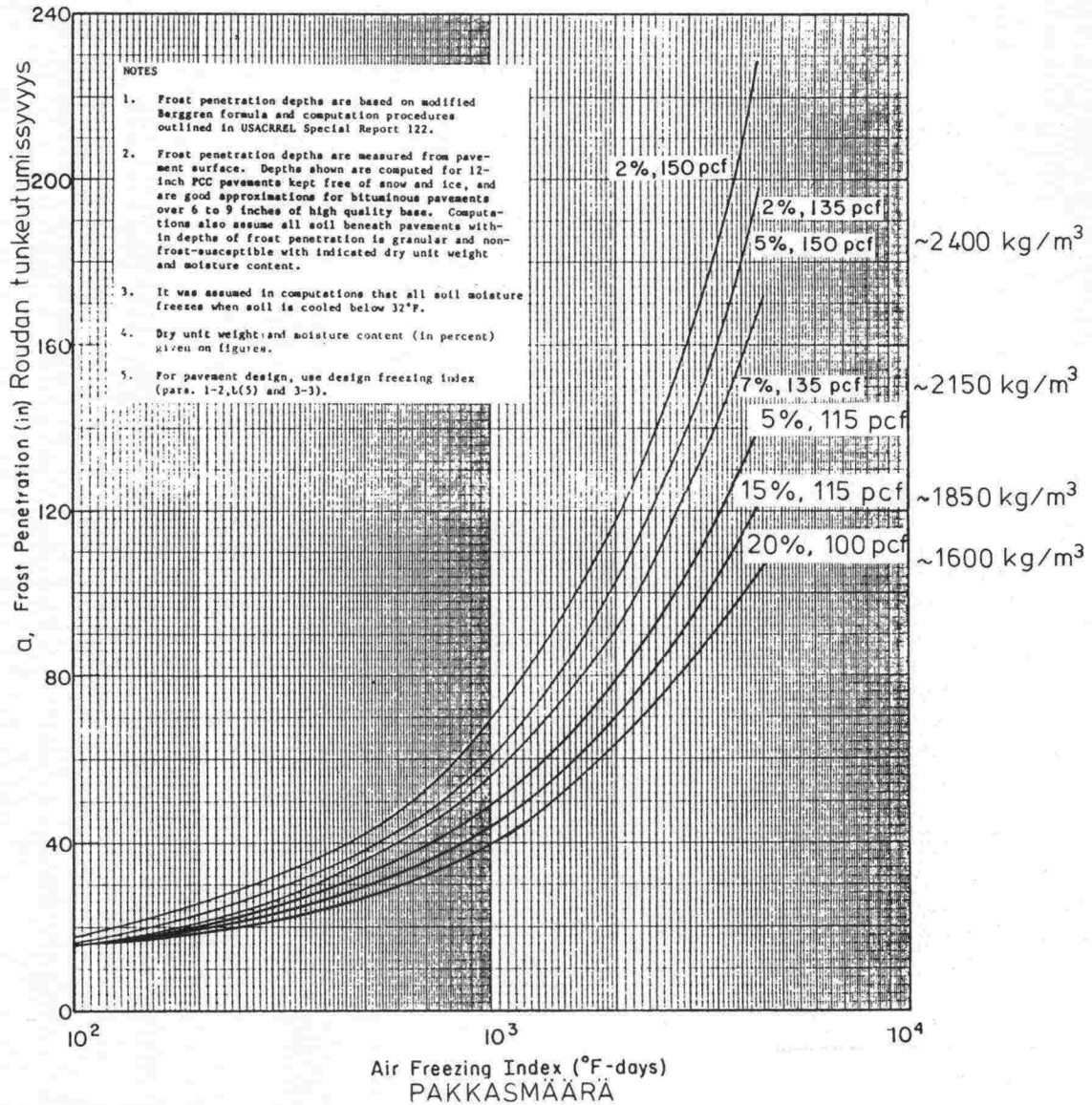
c) Vaihtoehtojen käyttöalueet

Vaihtoehtoon b tulisi CRREL:n ohjeen mukaan olla pääsääntöinen mitoitustapa ja tutustumismatkoilla on voitu havaita näin olevan myös käytännössä. Tämä mitoitusmenetelmä hyödyntää betonipäällysteen kantavuusedun myös routivissa olosuhteissa. Sitomattomien päällysrakennekerrosten ja päällysteen yhteispaksuus jää noin puoleen asfalttipäällysteiseen rakenteeseen verrattuna. Valinta asfaltin ja betonin välillä tehdään vertaamalla rakentamiskustannuksia.

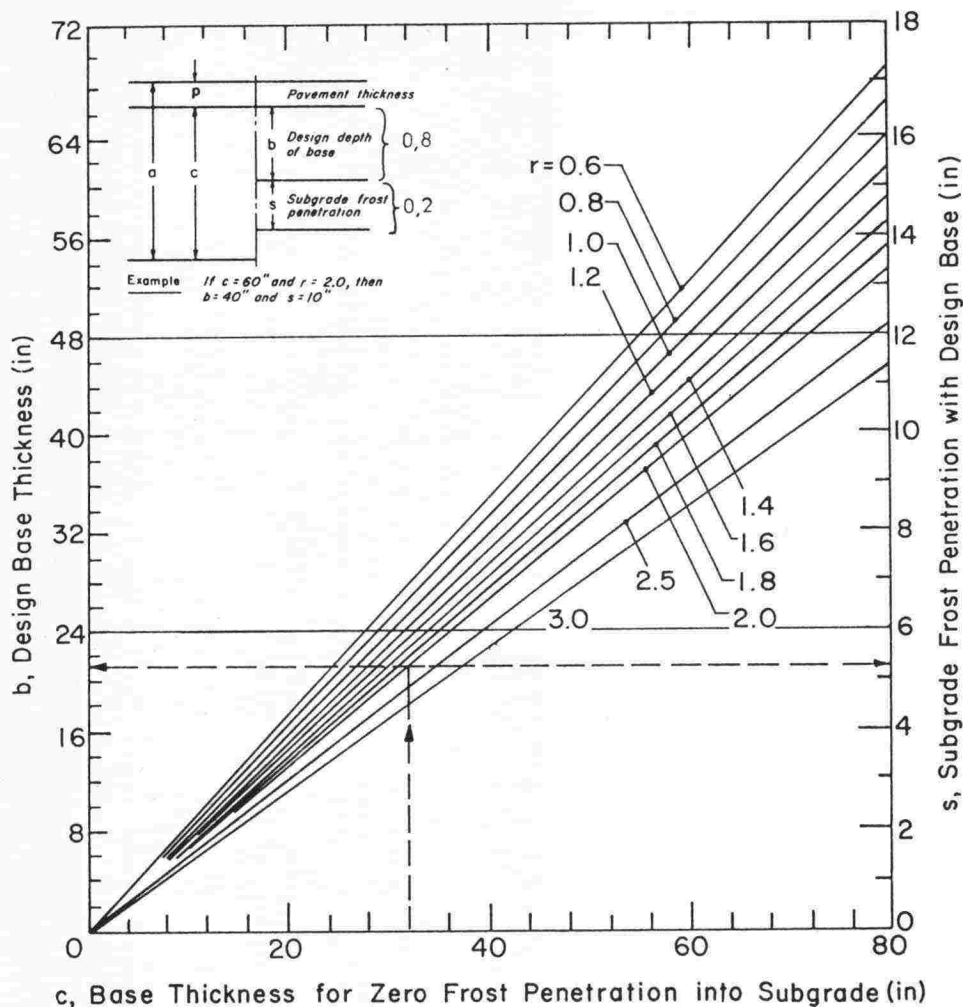
Menetelmä b ei kuitenkaan sovellu käyttöön, jos pohjaolosuhteet ovat hyvin vaihtelevat tai tasaisuudelle asetetaan poikkeuksellisia vaatimuksia. Lentokenttien kiitoradat mitoitetaan yleensä vaihtoehtoon a) mukaan. Jos päällysrakenteen kokonaispaksuus nousisi yli 150 cm, rajoitetaan rakenne tähän paksuuteen ja ryhdytään muihin toimenpiteisiin lisävarmuuden aikaansaamiseksi. Betonipäällysteen kyseessä ollen lyhennetään laattapituutta tai käytetään

raudoitusta . Asfalttipäällysteisissä rakenteissa saatetaan käyttää myös lämpöeristeitä rakennepaksuuden pitämiseksi kohtuullisena.

Suomen maasto- ja maaperäolosuhteissa mitoitus tapahtuisi CRREL:n menetelmiä soveltaen suurelta osin menetelmän a) mukaan. Pohjamaan homogenisoinnista ja kivien poistosta menetelmässä b) olisi kuitenkin opittavaa routanousuerojen tasaamismenetelmänä.



KUVA B4-21. Roudan tunkeutumis-syvyyden määrittäminen, CRREL:n menetelmä



NOTES

a = Combined thickness of pavement and non-frost-susceptible base for zero frost penetration into subgrade.

$c = a - p$

w_b = Water content of base.

w_s = Water content of subgrade.

$r = \frac{w_s}{w_b}$ Not to exceed 2.0 for type A and B areas on airfields and 3.0 for the other pavements.

KUVA B4-22. Päälysrakennepaksuuden määrääminen roudan tunkeutumissyvyyden perusteella; CRREL:in menetelmä /3/

B 4423 Tierakenteen routamitoitus Sveitsissä

Pakkasolosuhteiltaan Sveitsi vastaa Etelä-Ruotsin tasoa. Korkeimmat suunnittelupakkasmäärät vastaavat pienimpiä Suomessa esiintyviä (n. 20000°C x h). Tierakenteen routamitoituksessa lähdetään oman kokemuksen ja AASHO-tiekokeen pohjalta, /4/. Routaosuhteet määritellään helpoiksi (kuva B4-23), kun roudan tunkeutumissyvyys on enintään 1,4 m

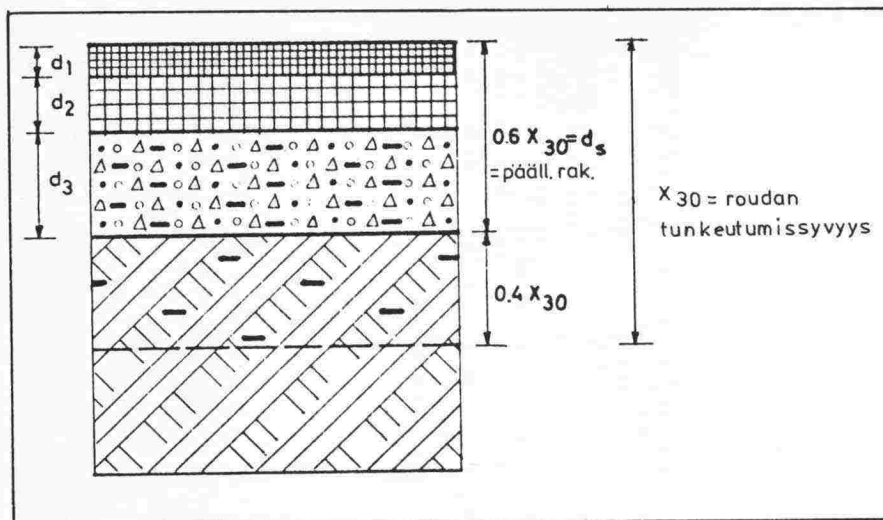
ja varsinaisesti routamitoitusta tutkitaan vain routasyvyyden ollessa yli 1,4 m ja pohjavedenpinnan ollessa korkealla. Päälysrakenteen kokonaispaksuus mitoitetaan sillä periaatteella, että 60 % routasyvyydestä tulee korvatuksi routimattomalla materiaalilla, kuva B4-24. Paksuus saadaan kuvan B4-25 diagrammista asfalttipäälysteiselle tielle vaikeissa olosuhteissa. Helpommissa olosuhteissa paksuudesta voidaan vähentää 10 %.

Niinikään käytettäessä betonipäällystettä paksuudesta vähennetään 15 %. Tämä vähennys on Sveitsin tienormien mukaan perusteltua, koska kevätkantavuuden alenemista ei betonipäällysteiden mitoituksessa tarvitse ottaa huomioon. Routanousuerojen tasaimiseksi normeissa korostetaan routivan pohjamaan homogenisointia ja roudattomaan syvyyteen tehtäviä siirtymäkiiloja.

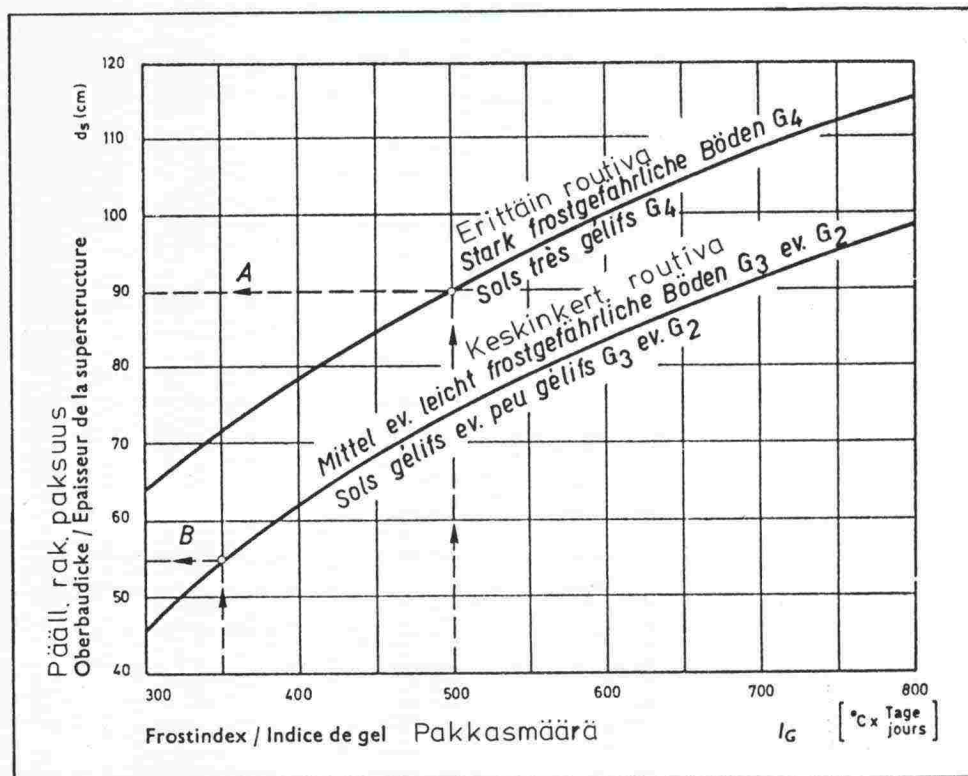
Kantavuusmitoituksessa kevätkantavuus huomioidaan asfalttipäällysteillä teillä siten, että keskimääräisellä pohjamaan kantavuudella ja koko vuoden liikenteellä mitoitettu rakenne testataan taulukoiden avulla sulamisajan kantavuudella ja sulamisaikana tapahtuvalla liikenteellä. Betonipäällysteiden mitoituksessa ei kevätkantavuuden alenemaa huomioida.

ROUTAOLOSUhteET Hydrologische Bedingungen Conditions hydrologiques		EDULLISET Günstig – Favorables $X_{30} < N$ und $N > 1,40 \text{ m}$			EPÄEDULLISET Ungünstig – Défavorables $X_{30} > N$	
		Fall I Cas I	Fall II Cas II	Fall III Cas III	Fall IV Cas IV	Fall V Cas V
ROUDAN SYVYYS Frosttiefe Prof. du gel (X_{30}) (SNV 670 148)						
POHJAVEDEN PINTA Grundwasserspiegel Niveau de la nappe phréatique (N) (SNV 640 316)						
POHJAMAAN ROUTIVUUS Bodenarten und Maß der Frostgefährlichkeit Type de sol et degré de gélivité (SNV 670 145)	LIEVÄ $G_1 + G_2$ Leicht bis mittel Très peu à moyen	MITOITUS KANTAVUUDEN PERUSTEELLA Dimensionierung auf Tragfähigkeit: Oberbau mit bituminösem Belag (SNV 640 322) ASF. PÄÄLL. Dimensionnement à la force portante: Revêtements hydrocarbonés (SNV 640 326) BET. PÄÄLL. Oberbau mit Zementbetonbelag Revêtements en béton				
	KESKINKERT G_2 mittel moyen	Maßnahmen zur Verhütung von Frostschäden Prévention des dégâts dus au gel (SNV 640 328)				
	ERITTÄIN G_3 stark fort	MITOITUS ROUTIMISEN PERUSTEELLA				

KUVA B4-23. Routaolosuhteet ja päällysrakenteen mitoitusperiaatteet Sveitsin normien mukaan /4/



KUVA B4-24. Sveitsin normien routamitoitusperiaate /4/



KUVA B4-25. Päällysrakenteen kokonaispaksuus Sveitsin normien mukaan /4/

B 4424 Tierakenteen routamitoitus Norjassa

Norjan tiesuunnittelunormien routamitoitusperiaate, /10/, kuva B4-26, käyttää pakkasmäärää tärkeimpänä muuttujana. Mitoittavat pakkasmäärät ja niitä vastaavat rakennepaksuudet on määritetty etukäteen. Routaolosuhteet ja liikennemäärä määräävät sen, suoritetaanko mitoitus kantavuus- vai routamitoituksena. Norjassa käytetään myös vaihtelevia pakkasmäärätodennäköisyyksiä mitoituksessa. Vain suurimmilla liikennemäärillä käytetään vaikeissa olosuhteissa lähtökohtana joka kymmenes vuosi toistuvaa korkeinta pakkasmäärää, muuten mitoitus tehdään joka viides vuosi tai joka toinen vuosi toistuvien pakkasmäärien pohjalta. Päälysrakenteen kokonaispaksuudelle on määritetty myös maksimiarvot (1.2, 1.5, ja 1.8 m), joita ei ylitetä, vaikka paikkakunta-kohtainen pakkasmäärä sitä edellyttäisi. Betonipäälysteisen tien routamitoitus johtaa kuvan B4-26 mukaan samoihin päälysrakennepaksuuksiin kuin asfalttipäälysteisillä teillä eräin poikkeuksin. Liikennemääräluokassa 1000 - 10000 ajoa/vrk vaaditaan keskivaikeissa olosuhteissa betonipäälysteelle maks. 1,2 m routamitoituspaksuutta, kun asfalttipäälyste mitoitetaan kantavuuden perusteella. Toisaalta helpoissa olosuhteissa mitoitetaan saman liikennemääräluokan betonitiet vain kantavuuden perusteella, mikä johtaa selvästi ohuempaan päälysrakenteeseen kuin asfalttipäälysteisellä tiellä.

B 4425 Tierakenteen routamitoitus Ruotsissa

Ruotsissa on otettu v. 1984 käyttöön uusi päälysrakenteen mitoitustmenetelmä asfalttipäälysteisille teille, /8/. Menetelmä perustuu kenttä- ja laboratoriokokeista saatuihin tuloksiin ja analyttisiin laskelmiin. Mitoitus tapahtuu taulukoita käyttäen, kuva B4-27. Vaihtoehtoiset rakenteet voidaan valita, kun tunnetaan liikennemäärä, pohjamaan laatu, pakkasmäärä ja kuivatusolosuhteet. Routamitoituksessa maa jaetaan pakkasmäärän perusteella vain kolmeen alueeseen. Näille on määritetty

päälysrakenteen kokonaispaksuudet maalajien ja kuivatusolosuhteiden mukaan. Mitoitustaulukoiden mukaan päälysrakenteen maksimipaksuudet Ruotsissa ovat pakkasmääräluokasta riippuen 1000 - 1100 mm. Nämä ovat selvästi pienempiä lukemia kuin Norjassa ja Suomessa sovelletut.

Betonipäälysteet eivät sisälly Ruotsin virallisiin tiesuunnitteluohjeisiin. Betonipäälysteiden suunnitteluohjeluonnoksessa vuodelta 1984 on esitetty samaa routamitoituspaksuutta kuin asfalttiteiden virallisissa ohjeissa, /9/. Betong på mark -käsikirjassa vuodelta 1985, /29/, on esitetty betonipäälysteiden mitoitustperiaate, jonka mukaan päälysrakenteen kokonaispaksuudet jäisivät enimmillään 600 - 700 mm:iin eli n. 35 % pienemmiksi kuin asfalttipäälysteisillä teillä, kuva B4-28.

B 4426 Yhteenvedo routamitoituseroista

Yhteenvedona edellä olevasta mitoitustmenetelmien esittelystä voidaan havaita seuraavia eroja betoni- ja asfalttipäälysteisten tierakenteiden routamitoituksessa, taulukko B4-3.

Jäykän ja taipuisan päälysrakenteen routamitoituksessa ei siten yleensä ole merkittäviä eroja. Jos eroja on, ne yleensä ovat siihen suuntaan, että betonipäälysteillä voidaan käyttää ohuempaa rakennetta. Vain Suomen ja osittain myös Norjan mitoitustohjeissa on viittauksia siihen suuntaan, että betonipäälyste vaatisi tiukempaa suhtautumista routanousuihin. Edellä olevasta kuvauksesta käy toisaalta ilmi, miten erilaisissa olosuhteissa eri maat laativat mitoitustohjeitaan ja keräävät kokemusta rakenteiden routimisesta.

Tutkituista kausiroidan maista Suomessa on ilmeisesti vaikeimmat routimisolosuhteet koko maata ajatellen, mutta Suomessa otetaan myös pienimmät riskit routavaurioiden esiintymisestä uusia teitä mitoitettaessa.

		ASF. PÄÄLL.			BET. PÄÄLL.		Merknad	
Grunnforhold	Årsdøgntrafikk	Veg med bitum.dekke			Veg med betongdekke			
		steinmat.	bark	isolasjon	steinmat.	isolasjon		
POHJAOLOSUHTI	ADT LIKKENEM.							
VAIKEAT	A Sterkt varierende grunnforhold. Store, ujevne telehvinger er ventet	under 1000	(B)	(B)	(B)	-	-	h ₂ etc. er forklart på s. 36
		1000-10000	h ₃ , max 1,5 m	h ₅	h ₁₀	h ₅ , max 1,5 m	h ₁₀	
		over 10000	h ₁₀ , max 1,8 m	h ₁₀	h ₁₀	h ₁₀ , max 1,8 m	h ₁₀	
KESKINKERT	B Noe varierende grunnforhold. Endel ujevne telehvinger er ventet	under 1000	(B)	(B)	(B)	-	-	Verdier for h ₂ , h ₃ og h ₁₀ er gitt i fig. 24, s. 61
		1000-10000	(B)	(B)	(B)	h ₂ , max 1,2 m	h ₁₀	
		over 10000	h ₅ , max 1,5 m	h ₅	h ₁₀	h ₅ , max 1,5 m	h ₁₀	
HELPO	C Forholdsvis homogene grunnforhold. Bare små, ujevne telehvinger er ventet	under 1000	(B)	(B)	(B)	-	-	Bangir at bæreevnemessig dim. ansees tilfredsstillende
		1000-10000	(B)	(B)	(B)	(B)	(B)	
		over 10000	h ₂ , max 1,2 m	h ₂	h ₁₀	h ₂ , max 1,2 m	h ₁₀	

a) Routamitoitusperiaate eri olosuhteissa

(B) tarkoittaa, että kantavuusmitoitus riittää

Pakkasmäärä	Arvon ylitystodennäköisyys mittausvuonna	Routimattoman kerroksen paksuus
F ₂	50 %	h ₂
F ₅	20 %	h ₅
F ₁₀	10 %	h ₁₀
F ₁₀₀	1 %	h ₁₀₀

b) Mitoituspakkasmäärät ja vastaavat rakennepaksuudet

KOMMUNE	SAND/GRUS				BARK				ISOLASJON			
	h ₂	h ₅	h ₁₀	h ₁₀₀	h ₂	h ₅	h ₁₀	h ₁₀₀	h ₂	h ₅	h ₁₀	h ₁₀₀
Folkmvris ordnet med offisiell nummerering År 1975												
01 ØSTFOLD												
0101 Halden	105	150	180	200	20	36	45	53	2,0	3,5	4,0	
0102 Sarpsborg	105	150	180	200	20	36	45	53	2,0	3,5	4,0	
0103 Fredrikstad	90	136	165	210	16	31	41	57	1,5	2,5	4,5	
0104 Moss	100	140	170	195	18	34	42	50	1,5	2,5	4,0	
0111 Hvaler	80	105	135	160	11	20	31	39	1,0	2,5	3,5	
0113 Borge	90	136	165	210	16	31	41	57	1,5	2,5	4,5	
0114 Verdal	105	150	180	200	20	36	45	53	2,0	3,5	4,0	
0116 Skjeberg	105	150	180	200	20	36	45	53	2,0	3,5	4,0	
0118 Åremark	125	165	195	215	28	41	50	59	2,5	4,0	4,5	
0119 Marker	140	180	205	230	34	45	55	63	3,0	4,5	5,0	
0121 Rørhøg	155	190	215	240	38	48	59	67	3,0	4,5	5,5	
0122 Trøgstad	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0	
0123 Spydeberg	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0	
0124 Askim	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0	
0125 Eidsberg	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0	

c) Päällysrakennepaksuudet kunnittain

Trafikklass		5	6	7
Dimensionerande trafik		500-1 500	1 500-3 000	> 3 000

Lager					Ungefärlig tjocklek, mm				
Slitlager		Y1B							
		Y1G							
		Y2B							
		Y2G							
		OG							
		MAB,HAB,TOP	35		35			35	
Bärlager AG			95		145			195	

Lager					Minsta tjocklek, mm				
Slitlager + Bärlager AG			130		180			230	
Slitlager + bärlager, totalt		På mtrl F	200		250			250	
		På övriga mtrl	250		300			350	

Material					Får inte ligga närmare vägytan än, mm				
F			200		250			250	
A			250		300			350	
B			350		400			450	
G			400		500			500	

			Medelköldmängd, d°C								
			200 V	200- 1 000	1 000 Λ	200 V	200- 1 000	1 000 Λ	200 V	200- 1 000	1 000 Λ
C, DS	vd	välldränerad	400	400	500	500	500	600	600	600	700
	nd	normal - - -	500	600	700	600	700	800	700	800	900
D1, ES	vd		600	600	700	700	700	800	800	800	900
	nd		700	800	900	800	900	1 000	900	1 000	1 100
D2	vd		700	800	900	800	900	1 000	900	1 000	1 100
	nd		800	800	900	900	900	1 000	1 000	1 000	1 100
E			1 000		1 100		1 200				

Fortsättning Tabell 1:06-4 Dimensionering av grusbitumenöverbyggnad, GBÖ

KUVA B4-27. Esimerkki ruotsalaisten normien päällysrakennemitoitustaulukoista /8/

Tabell 1.4 Dimensionering av betongöverbyggnad BigÖ vid olika underlag och trafikmängd.

Material-grupp	Ter-ras-sens-drä-ne-rings-grad ^{a)}	Medel-köld-mängd °C·d	Materialets minsta avstånd från färdig yta (mm)											
			Trafik-klass	0	1	2			3	4	5			
						Antal tunga fordon								
						2	10	50						
A	—	—	—	80	90	130	140	150	160	170	180			
B	—	—	—	80	90	130	140	150	160	170	180			
C	v	0–1000	80	90	300	300	300	300	300	300	350			
	v	>1000	80	90	300	300	300	300	300	300	350			
	n	0–200	80	90	300	300	300	300	300	300	350			
	n	200–1000	80	90	300	300	300	300	300	300	350			
	n	>1000	80	200	300	300	300	300	300	350	450			
	o	0–200	80	150	300	300	300	300	300	300	350			
	o	200–1000	80	250	300	300	300	300	300	350	450			
	o	>1000	80	300	400	400	400	400	400	450	500			
D1	v	0–1000	180	200	300	300	300	300	300	350	400			
	v	>1000	180	250	300	300	300	300	300	350	450			
	n	0–200	180	200	300	300	300	300	300	350	400			
	n	200–1000	180	250	300	300	300	300	350	400	450			
	n	>1000	180	300	300	300	300	300	400	450	500			
	o	0–200	180	250	300	300	300	300	300	400	450			
	o	200–1000	180	300	350	350	350	350	450	500	550			
	o	>1000	180	350	400	400	400	400	500	550	600			
D2	v	0–200	230	250	300	300	300	300	350	400	450			
	v	200–1000	230	300	350	350	350	350	400	450	500			
	v	>1000	230	350	400	400	400	400	450	500	550			
	n	0–200	230	300	350	350	350	350	400	450	500			
	n	200–1000	230	300	350	350	350	350	400	450	550			
	n	>1000	230	350	400	400	400	400	450	500	600			
	o	0–200	230	300	350	350	350	350	400	450	550			
	o	200–1000	230	400	450	450	450	450	500	550	650			
	o	>1000	230	450	500	500	500	500	550	600	700			
E1	—	—	230	400	450	450	450	450	450	500	600			
Betongbeläggning min tjocklek (mm) ^{b)}				80	90	130 (140)	140 (150)	150 (160)	160 (180)	170 (210)	180 (220)			

^{a)} v=välldränerad, n=normaldränerad, o=odränerad
^{b)} Angivna värden avser kontinuerligt rullande trafik. Värdena inom parentes avser trafik, där de tunga fordonen ofta stoppar upp (t ex gatukorsningar med signalreglering eller stopplikt).
v = välldränerad
n = normal - - -
o = odränerad

KUVA B4-28. Betonipäällysteisen rakenteen mitoitus ruotsalaisen ohjeen 'Betong på mark' mukaan /29/

**TAULUKKO B4-3. Eri maiden routa-
mitoitusperiaatteita**

	Mitoitus pakkasmäärä (°C x h)	Mitoitusperiaate	Erot betoni- ja asfalttipäällysten rakenteen routamitoituksessa
Eteläiset kausiroidan maat, esim. Länsi-Saksa	$F_{10} < 3000$	100 % (routasyvyvyydestä korvataan routimattomilla materiaalilla) (kuva B4-23)	EI EROJA
Yhdysvallat ja Kanada	$F_{10} < 60000$	80 % (kuva B4-22) tai homogenisointi + kantavuusmitoitus painotetulla vuosikantavuusarvolla	EI EROJA homogenisointi johtaa ohuempaan rakenteeseen betonilla
Sveitsi	$F_{10} < 20000$	60 % (kuva B4-24) alusrakenteen homogenisointi ja stabilointi myös käytössä	15 % OHUEMPI BETONILLA
Norja	F_{10} 3000...55000	Taulukoidut rakennepaksuudet liikenne- määrän, routaolosuhteiden ja paikka- kunnan pakkasmäärän mukaan (kuva B4-26)	YLEENSÄ EI EROJA
Ruotsi	F_{10} 3000...55000	Taulukoidut rakennepaksuudet liikenne- määrän, routaolosuhteiden ja alueen pakkasmäärän mukaan (kuva B4-27)	BETONILLE EHDOTETAAN JOPA 35 % OHUEMPAA RAKENNETTA
Suomi	F_{10} 20000...60000	Minimipaksuudet ja vaihtelurajat tien luokan, kuivatusolosuhteiden ja pakkasmäärän mukaan (kuva B4-19)	EI EROJA moottoritietuokassa. Kaikilla alempiluokkaisilla tei- lillä ja kaduilla betonille vaaditaan paksumpaa rakennetta.

**B 443 Muita keinoja routimishait-
tojen torjumiseksi**

Taulukon 2 mukaisesti routahaittoja voidaan torjua edellä käsiteltyjen routimattoman päällysrakenteen ja pohjamaan homogenisoinnin lisäksi monilla muillakin tavoilla.

- a) Siirtymäkiilat täydentävät päällysrakenteen routamitoitusta kaikkialla, missä teitä ei muuten perusteta roudattomaan syvyyteen. Pohjoismaiden suunnittelu- ja rakentamiskäytännössä siirtymäkiilojen merkitys korostuu, Suomen ohjeet kuvassa B4-29. Sveitsissä voidaan kokonaan stabiloituja päällysrakenteita käytettäessä siirtymäkiila eräissä tapauksissa jättää pois tai tehdä routasyvyyttä matalampana. Muualla ei päällysteellä tai muulla sidotulla rakenteella ole yleensä vaikutusta siirtymäkiilatarpeeseen.

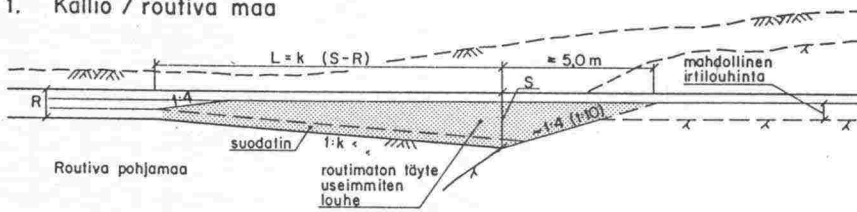
b)

Lämpöeristeillä voidaan korvata siirtymäkiilat tai muuallakin estää roudan tunkeutuminen pohjamaan osittain tai kokonaan. Suomalainen lämpöeristeen mitoitusperiaate on esitetty kuvassa 30. Periaatteessa lämpöeristeet sopivat hyvin betonipäällysteen yhteydessä käytettäväksi. Kun eriste hoitaa routimisongelman, voidaan rakenne mitoittaa kantavuuden perusteella, jolloin jäykkä päällyste on edullisimmillaan, /39/. Kevytsoraa käytettäessä taimitetaan samalla mahdollisia painumaeroja. Muun muassa Saksassa ja Yhdysvalloissa on laadittu ohjeita kantavien kerrosten rakentamiseksi Styroporbetonista tai vastaavista lämpöeristävästä materiaaleista, /40, 41, 42/. Käytännössä peitepaksuusvaatimukset ja eristeiden korkeat hinnat rajoittavat eristeiden käytön ainakin toistaiseksi siirtymäkiiloihin ja muihin paikallisiin kohteisiin.

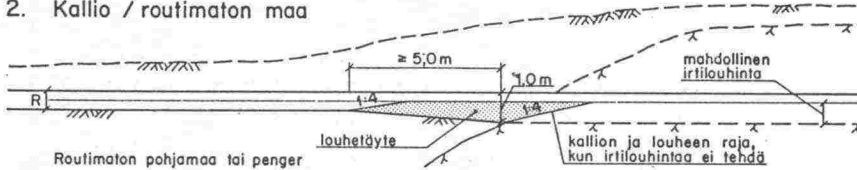
Siirtymäkiilat

Tien pituussuuntaiset kiilat

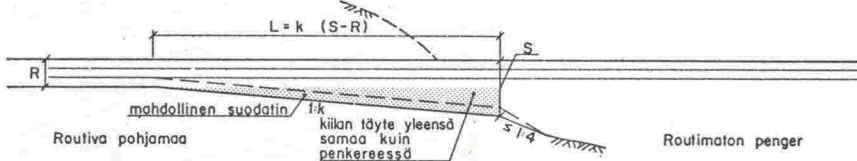
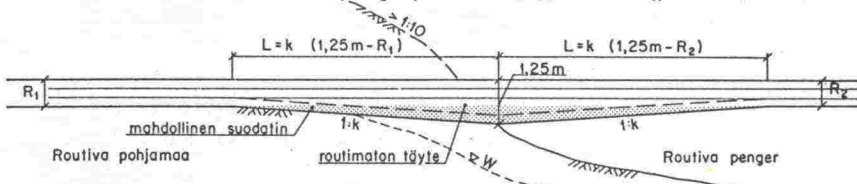
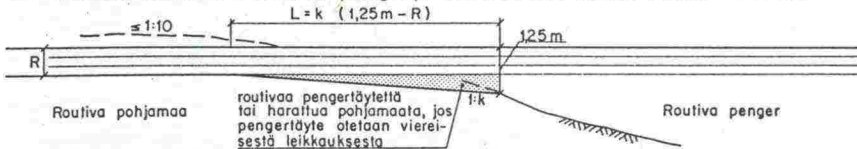
1. Kallio / routiva maa



2. Kallio / routimaton maa



3. Routiva maa / routimaton maa

4a. Routiva leikkaus / routiva penger, leikkaussyvyys kasvaa jyrkästi ($\geq 1:10$)4b. Routiva leikkaus / routiva penger, leikkaussyvyys kasvaa loivasti ($\approx 1:10$)

i-k = kiillon kaltevuus (riippuu tien luokasta ja olosuhteista)

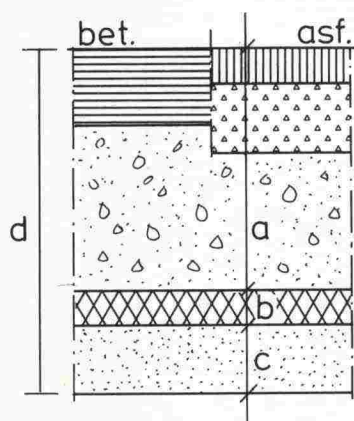
L = kiilan pituus

R = routimattoman rakenteen paksuus

S = siirtymäkiilan syvyys kuvasta 32:1 (sora- ja murskekiila on 0,2 m ja louhekiila 0,5 m syvämpi kuin hiekkakiila)

Kuva 32:3

KUVA B4-29. Siirtymäkiilojen rakenne tvh:n suunnitteluohjeen mukaan /16/



- eristeen päälle tuleva päällysrakenne kantavuusmitoituksen mukaan siten, että eristeelle tuleva puristusjännitys $\geq 1/3 \times$ eristeiden puristuslujuus. Suomessa otaksutaan $E = 30 \text{ MN/m}^2$ eristeiden päällä.
- Liukkauden estämiseksi riittävä massa eristeiden päällä, Norjassa $a \geq 450 \text{ mm}$, Suomessa $a \geq 700 \text{ mm}$.
- eriste suulakepuristettua polystyreenisolumuovia tai kevytsoraa (paksuussuhde 1:6). Solumuovia käytettäessä eristepaksuus b käytännössä 30-100 mm. Jos nämä paksuudet eivät riitä täyteen routaeristykseen lisätään suodatinkerroksen paksuutta c eristeiden alla.
- useimmiten lämpöeristetyssä tierakenteessa pyritään täyteen lämpöeristykseen. Jos roudan tunkeutumista pohjamaahan sallitaan, voidaan suodatinkerroksen ja eristeiden paksuutta pienentää. Suomessa $c \text{ min} = 150 \dots 200 \text{ mm}$.
- termisesti 1cm routimatonta materiaalia eristeiden alla on paljon tehokkaampi kuin eristeiden päällä; senvuoksi päälle mitoitetaan kantavuuden ja liukkauden vaatimat minimipaksuudet ja mahdolliset lisäpaksuudet rakennetaan eristeiden alapuolelle.

LÄMPÖERISTEEN PAKSUUDET TVH:N MUKAAN

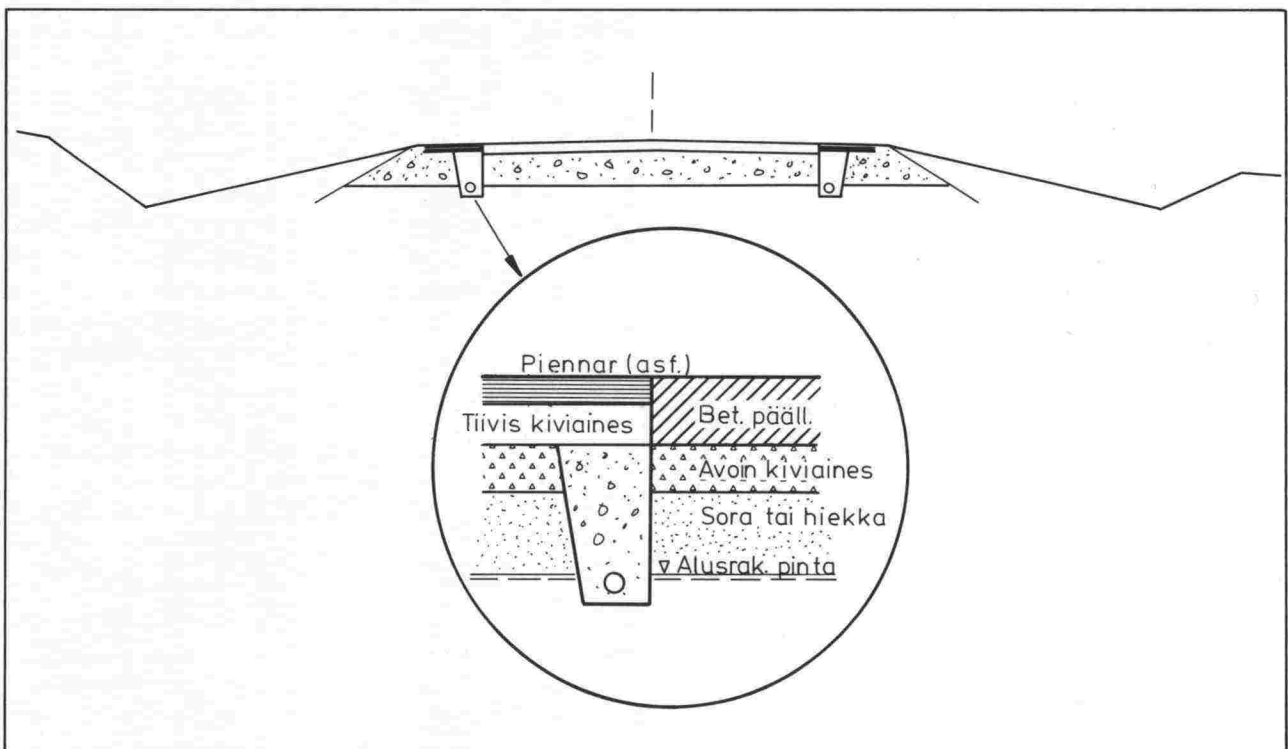
F 1000 x °C x h	d [mm]				
	850	950	1050	1250	1500
	b ₀ [mm]				
20-25	60	50	40	30	0
25-30		65	55	35	30
30-35		80	70	50	30
35-40		95	85	65	40
40-45			100	80	55
45-50			115	95	70
50-55			130	110	85
55-60			145	125	100

Taulukko antaa täyteen lämpöeristykseen tarvittavat eristepaksuudet vaikeissa routaolosuhteissa eristeiden ollessa märkinä. Keskivaikeissa olosuhteissa $b = b_0 - 30 \text{ mm}$; eristeiden ollessa kuivana $b = 0,85 b_0$.

KUVA B4-30. Lämpöeristetyn rakenteen mitoitusperiaatteet
/3, 16/

c) Myös kuivatuksen suunnittelulla voidaan merkittävästi vaikuttaa sekä routimista-
pahtumaan että routimis-
haittoihin. Sijoittamalla
tien tasausviiva mahdolli-
simman ylös pohjavedenpin-
nan yläpuolelle voidaan en-
nalta ehkäistä routalins-
sien muodostumista. Alenta-
malla pohjavedenpinta avo-
tai salaojituksella pääs-
tään samaan tulokseen. Esi-
merkiksi Yhdysvaltojen poh-
joisissa osavaltioissa
yleensä vaaditaan, että ta-
sausviivan ja pohjaveden-
pinnan välin tulee olla vä-
hintään 1,2...1,5 m. Suomen
syvän roudan ja vaihtelevan
pohjaveden olosuhteissa ei
tasausviivan sijoittelu tai
pohjavedenpinnan alentami-
nen riitä tasoittamaan epä-
tasaisen routanousun vaa-
raa. Molemmat toimenpiteet
ovat kuitenkin tärkeitä
myös täällä, sillä ne lie-
ventävät routimisen haitto-
ja ja helpottavat päällys-
rakenteen mitoitusta.

d) Paitsi pohjavedenpinnan
asemalla suhteessa tasaus-
viivaan myös päällysraken-
nekerrosten kuivatuksella
on tärkeä merkitys tien
kestävyydelle kausiroudan
oloissa. Huono päällysrak-
enteen kuivatus alentaa
kevätkantavuutta. Toistuvat
jäätymiset ja sulamiset -
vaikka ne tapahtuvat routi-
mattomassa materiaalis-
aiheuttavat ajan oloon
päällystevaurioita ja epä-
tasaisuutta varsinkin jos
päällysrakenteen on jäätyes-
sään vesikyllästeinen. Be-
tonipäällysteen kyseessä
ollon huono pintakuivatus
rasittaa saumoja ja aiheut-
taa halkeilua laattoihin.
Päällysrakenteen kuivatuk-
sen tehostaminen onkin suu-
ren mielenkiinnon kohteena
kaikkialla. Tavanomaista
avo-ojitusta ei enää pidetä
riittävänä, mutta ns. reu-
nasalaojien, kuva B4-31,



KUVA B4-31. Esimerkki reunasalaojen rakenteesta ja sijoittamisesta

soveltuvuudesta kausiroidan oloihin ei myöskään olla yksimielisiä. Avoimilla päällysrakennekerroksilla - myös luiskissa - voidaan edesauttaa pintakuivatusta käytettiinpä reunasalaojia tai ei. Joka tapauksessa tien tehokasta pintakuivatusta on pidettävä oleellisenä tekijänä tien pitkäaikaiskestävyydelle yhtä hyvin asfaltti- kuin betonipäällysteitä käytettäessä.

B 45 KOKEMUKSIA BETONIPÄÄLLYSTEISTÄ KAUSIROUDAN MAISSA

B 451 Kokemuksia Pohjois-Amerikasta

Pohjois-Amerikassa on betonipäällysteitä tehty myös routiviin olosuhteisiin jo 1930-luvulta lähtien. Laajimmat projektit toteutuivat päätieverkon rakentamisen yhteydessä 1950- ja 1960-luvuilla. Kaikki nämä vanhat betonipäällysteet ovat nyt loppuunkäytettyjä ja enimmäkseen päällystetty uudelleen. Näiden päällysteiden kestävyyttä ja vaurioitumista on laajasti analysoitu ja kokemuksien pohjalta on laadittu uusia suunnitteluohjeita. Betonipäällysteiden vaurioitumisessa ja palvelutason laskussa routanousut on vain yksi tekijä - miten suuri, siitä käsitykset vaihtelevat eri osavaltioissa. Uusilla suunnitteluohjeilla (lyhyemmät laatat, saumateräksiset) toteutetut projektit 1970- ja 1980-luvuilta ovat harvalukuisempia ja kestävyyskokemukset lyhytaikaisempia. Päähuomio on kiinnittynyt vanhojen päällysteiden kunnostamiseen ja uudelleen päällystämiseen. Tieohjelmien supistumisesta huolimatta betonipäällysteosaamista pidetään yllä useimmissa pohjoisissa osavaltioissa.

Minnesotasta Yhdysvaltain keskiosasta (pakkasmäärä 20000 - 30000 °C x h) raportoidaan myönteisiä kokemuksia kestävydestä roudan suhteen. Betonipäällysteet ovat Interstate-moottoriteillä sekä Minneapolisin ympäristön pääteillä. Uusia rakennetaan jatkuvasti, /32, 34/.

Manitobassa - Minnesotan naapurivaltiossa Kanadan puolella - on betonipäällysteitä n. 550 km Pohjois-Suomea vastaavissa olosuhteissa (pakkasmäärä n. 45000 °C x h). Vanhat päällysteet ovat etupäässä 15 - 20 cm paksuisia, 6 m pituisia raudoitettuja laattoja sitomattomalla alustalla.

Uusi normipäällyste on 25 cm raudoitettua laattaa vaihtelevin vinoihin saumoin (3.6 m, 3.9 m, 5.1 m, 5.4 m) ja ilman saumateräksiä. Vuosittain rakennetaan n. 13 km uutta päällystettä. Erillisiä routakohoutumia saattaa esiintyä rumpujen tai huonosti suoritettujen homogeenisoinnin kohdalla. Betonipäällysteet tulevat ajan oloon epätasaisiksi eivätkä autoilijat ole aina tyytyväisiä. Koska betonipäällyste on kantavuudeltaan luotettava ja väsymätön rakenne tullessaan tämänhetkisen käsityksen mukaan nykyiset betonitiet vast'edeskin ylläpitämään betoniteinä kunnostus- ja uudelleenpäällystysmenetelmiä kehitäten, /31/.

Wisconsinissa - Minnesotan itäisessä rajanaapurissa - vallitsee myös Suomea vastaavat pakkas- ja sadeolosuhteet. Wisconsinissa on paljon (n. 10000 km) kaikenikäisiä ja kaikenkuntoisia betonipäällysteitä. Puolet betonipäällysteistä on raudoitettua, ilman saumateräksiä tehtyjä laattoja. Uudemmat on tehty vinoihin saumoin ja vaihtelevin laattaväleihin. Tutustumismatkan yhteydessä Wisconsinissa tavattiin paitsi hyväkuntoisia, myös erittäin huonokuntoisia ja myös uutena epäonnistuneita päällysteitä. Uusien päällysteiden rakentamista ja vanhojen uudelleenpäällystämistä on käynnissä kaiken aikaa. Pääkaupungin Madisonin pohjoispuolella valokuvattiin modernia kaksikaistaisen tien päällystettä, kuvat B4-17, B4-18, jonka saumoissa oli säännöllisesti 2 - 5 cm pykälät ilmeisesti routanousujen aiheuttamina, /32/.

Myös Michiganin osavaltiossa on vankka betonipäällysteiden rakentamisen perinne, n. 15000 km. Tasaisuuden heikkeneminen vuosien kuluessa aiheuttaa kuitenkin jatkuvaa keskustelua betonipäällysteen sopivuudesta ankariin oloihin. /33/

Itä-rannikon pohjoisissa osavaltioissa New Yorkissa, Vermontissa, New Hampshiressa ja Mainessa ei betonipäällysteitä käytetä kylmillä alueilla ($>10000^{\circ}\text{C} \times \text{h}$). Syyksi viranomaiset ilmoittavat epätasaisten routanousujen vaaran. Syynä on myös se, ettei näillä rajaseuduilla esiinny suuria liikennetiheyksiä.

Kanadan puolella Ontariossa on betonipäällysteitä tehty vain eteläisimpiin osiin, missä olosuhteet vastaavat Etelä-Suomea tai ovat leudompia. Ontario ei raportoi roudan aiheuttamista ongelmista. Uusia betonipäällysteitä ei ole tehty vuoden 1974 jälkeen sopivien projektien puuttuessa. Pohjoisiin osiin ei kylmän ilmaston ja vähäisen liikennetarpeen vuoksi ole betonipäällysteitä rakennettu lainkaan, /32/.

Quebecin osavaltiossa on n. 600 km betoniteitä, pääasiassa Montrealin suurkaupungin ympäristössä Etelä-Suomea vastaavissa pakkasolosuhteissa. Näistä 500 km on rakennettu ennen vuotta 1970 ja nyt jo suureksi osaksi asfaltoitu tai muuten uusittu. 1980-luvulla on rakennettu 35 km uusia betonipäällysteitä. Myös uusimpien päällysteiden palvelutason ja vaurioitten kanssa on ollut vaikeuksia, julkinen mielipide on kääntynyt betonipäällysteitä vastaan. Vaikeudet liittyvät vanhojen päällysteiden "hakkaaviin" saumoihin, mutta suurelta osalta myös rakentamisen huonoon laatutasoon vähenevän ammattitaidon takia. Julkinen komitea on v. 1987 tutkinut betonipäällysteiden kuntoa ja päällystyspolitiikkaa ja suosittanut mm. uusien päällysteiden tyyppiä lyhyitä laattoja kohtisuorin saumoin ja saumateräksin varustettuna. Komitea suosittaa myös 5-vuotishjelmien laatimista, jotta ammattitaito saataisiin säilymään.

Näyttää myös mahdolliselta, että Quebec luopuu toistaiseksi kokonaan betonipäällysteiden tekemisestä, /30/.

Yhdysvaltain armeijan kylmien alueitten tutkimuslaboratoriossa C.R.R.E.L:ssa (US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH) tutkijat suhtautuvat

selvän torjuvasti betonipäällysteiden käyttöön kylmillä alueilla. Heidän käsityksensä mukaan homogenisointi - jota Pohjois-Amerikassa yleisesti käytetään - ei riitä pitkän päälle estämään epätasaisia routanousuja ja haitallista epätasaisuutta. Jos taas tehdään paksu routimaton päällysrakenne, menettää betonipäällyste kilpailukykyänsä tavallisissa tieprojekteissa. Kohdassa B 4422 selostetut vaihtoehtoiset rakenteet ovat tutkijoitten mukaan käytettävissä teknisinä vaihtoehtoina, mutta käytännössä he suosittavat sitomattomia rakenteita ja asfalttipäällysteitä, milloin liikennemäärät eivät ole kovin suuria. CRREL:n tutkijat kuitenkin korostavat, että heidän näkökulmansa asiaan on lähinnä geotekninen, he eivät edusta päällystetekniikoita, /32/.

Amerikan betonitiehdistyksen ACPA:n (American Concrete Pavement Association) asiantuntijoitten mukaan modernit betonipäällysteet sopivat myös kylmiin ilmasto-olosuhteisiin. ACPA laatii puolivirallisia suunnitteluohteita, harjoittaa tutkimustoimintaa ja laajaa koulutustoimintaa kaikkialla Yhdysvalloissa. Kylmien alueitten päällystetyypiksi suositellaan raudoittamattomia lyhyitä laattoja varustettuna kohtisuorin saumoin ja saumateräksin, /32/.

B 452 Kokemuksia Euroopasta

Keski-Euroopassa roudan syvyys on yleensä enintään 80 - 100 cm ja ainakin päätiet perustetaan periaatteessa roudattomaan syvyyteen, joten varsinaisista routavaurioista ei juuri raportoida. Myös Keski-Euroopassa on pitkäaikaista betonitieperinnettä; vanhoja, loppuunkäytettyjä päällysteitä löytyy. Osansa näitten päällysteiden vaurioitumisessa on myös routimisella, mutta routiminen ei näissä maissa ole ensisijainen päällystettyä rasittava tekijä. Sen sijaan toistuvat jäätymis-sulamiiskierrot saattavat aiheuttaa halkeilua ja rapautumista itse päällysteessä.

Itävallan ja Sveitsin Alpeilla betonipäällysteet ovat moottoriteillä ja näiden rakenne pystyy torjumaan routanousuhaitat riittävässä määrin. Niinpä routimisen kannalta betonipäällysteet ovat näissä maissa menestyneet hyvin. Saumateräksiset ovat osoittaneet tarpeellisuutensa kestävänsä tasaisuuden varmistajina. Sveitsissä ja Itävallassa tavataankin "maailman tasaisimmat" betonipäällysteet, /35/.

Pohjoismaissa betonipäällysteitä on vähän, joten kokemukset routamitoitusten riittävydestä ovat puutteellisia. Vanhimpia 1930-luvun betonipäällysteitä jouduttiin korjaamaan myös routavaurioiden takia. Niinpä routamitoitukseen on kiinnitetty huomiota ja uudemmat betonipäällysteet ovatkin säilyneet hyvin eikä routiminen ole alentanut päällysteiden liikennöitävyyttä. Nykyisillä betonipäällysteosuuksilla löytyy yksittäisiä routavaurioita: valtatiel-

lä El8 tieosalla Klinestad-Langåker Etelä-Norjassa on v. 1979 rakenne-tussa päällysteessä n. 40 m pituinen osuus, jossa päällyste on tuhoutunut ilmeisesti routimisen seurauksena. Sivukaltevassa penkereen ja leikkauksen rajakohdassa sekä routanousu että kevätkantavuuden alenema ovat olleet poikkeuksellisia ja halkeilu on edennyt nopeasti. Muilta osin tie-osa on moitteettomassa kunnossa, /36/. Vastaava tosin lievempi vaurio on syntynyt penkereen ja matalan kalliroleikkauksen rajakohtaan Kalkkitielle Paraisille (rakennettu 1982, kuvat B4-32, B4-33).

Ruotsissa pidetään routimista osasyynä 1960-luvulla rakennettujen betonipäällysteiden vaurioitumiseen Malmöhuslänissä. Tästäkin syystä on eräissä myöhemmissä kustannusvertailuissa katsottu, että betonipäällysteratkaisussa aiheutuu routasuojauksesta lisäkustannuksia, jotka on vertailuissa huomioitava, /37/.



KUVA B4-32. Routavaurio Kalkkitiellä Paraisilla (betonipäällyste vuodelta 1982)



KUVA B4-33. Routavaurio Kalkkitiellä
Paraisilla, roudan rikkoma laatta

B 46 YHTEENVETO BETONIPÄÄLLYSTEISTÄ ROUTIVISSA OLOSUHTEISSA

Kaikkialla Keski-Euroopassa ja Pohjois-Amerikassa betonipäällysteet ja asfalttipäällysteet sisältyvät täysin rinnakkaisina vaihtoehtoina virallisiin suunnitteluohjeisiin. Molemmilla tavoilla voidaan tierakenteet mitoittaa ankarimpiinkin olosuhteisiin. Yleensä vaadittavat rakennepaksuudet ovat routivissa olosuhteissa molemmilla samaa suuruusluokkaa; betonia käyttäen voidaan joittenkin ohjeitten mukaan tulla toimeen vähän ohuemmilla kerroksilla. Amerikkalaisessa suunnittelukäytännössä on tällä hetkellä nähtävissä varovaisuutta betonipäällysteen käytössä kylmissä kausiroudan olosuhteissa. Tähän on syynä vanhojen päällysteiden lisääntyvä epätasaisuus, mikä ainakin osittain luetaan epätaisten toistuvien routanousujen aiheuttamaksi. Amerikkalaista tilannetta arvioitaessa on kuitenkin syytä panna merille varsinaisen routasuojauksen puuttuminen (luotetaan pohjamaan homogenisointiin), eurooppalaisittain vanhanaikainen laatan suunnittelu, ja heikkolujuuksinen

betoni. Keski-Euroopan maissa routimisesta aiheutuvaa epätasaisuushaittaa ei tunneta tai se on voitettu modernilla suunnittelulla. Kylmät ilmasto-olosuhteet heikentävät kuitenkin jossain määrin betonitieratkaisun kilpailukykyä; roudattomissa olosuhteissa betonipäällysteen hyvä kantavuus tulee mitoituksessa hyödynnetyksi tehokkaammin.

Yleisesti ottaen Pohjoismaissa routaolosuhteet ovat Euroopan vaikeimpia ja Suomen olosuhteet Pohjolan vaikeimmat. Hankekohtaisesti tosin vain 10-20 % tiepituudesta joudutaan mitoittamaan äärimmäisiin olosuhteisiin, pääosalle tiepituudesta tasausviivan asema, maalaji tms. seikat pitävät routimisvaaran kohtuullisena. Joka tapauksessa on varottava siirtäjästä muualla noudatettua routamitoituskäytäntöä suoraan Pohjolan ankariin olosuhteisiin. Pohjoismaissa betonipäällysteet eivät yleensä sisälly virallisiin suunnitteluohjeisiin tasavertaisina rakenteina asfalttipäällysteiden kanssa. Ruotsissa ja Suomessa betonipäällysteiden tierakenteiden suunnitteluun on käytössä epävirallisia ohjeita; Norjassa ja Tanskassa viralliset

suunnitteluohjeet eivät ole kattavia. Routamitoitus on ratkaistu alustavan tuntuisesti, kussakin Pohjoismaassa vähän eri perustein. Suomessa noudatetaan varovaisinta linjaa, Norja ja Ruotsi mitoittavat kaikki tierakenteensa suuremmalla routimisriskillä.

Vastauksena kohdassa B 40 tehtyihin kysymyksiin voidaan yhteenvedonomaisesti todeta:

1) Betonipäällysteen jäykkyyttä ei voida hyödyntää Suomen oloissa ohuempana päällysrakennepaksuutena tavannomaisissa päällysrakenteissa. Lämpöeristetyissä rakenteissa betonipäällyste sensijaan avaisi uusia mahdollisuuksia myös paksuusmitoitukseen. Toisaalta ei ole perusteita sille, että betonipäällyste vaatisi paksumpaa routamitoitusta kuin asfalttipäällyste. Routamitoituksen kannalta molemmat päällystetyypit on siten asetettava samalle lähtöviivalle. Kokonaan toinen kysymys on, tulisiko teiden routamitoitusta ylimalkaan Suomessa tarkistaa.

2) Asianmukaisesti routamitoitetussa rakenteessa betonipäällysteellä on täydet edellytykset säilyttää taksaisuutensa routivissa oloissa myös pitkällä tähtäyksellä. Saumat ovat aina betonipäällysteen arka kohta. Kausiroidan olosuhteissa laattojen liikkeitä, vesi ja jää rasittavat saumoja voimakkaasti. Sen vuoksi hyvä palvelutaso vaatii erityistä huomiota saumojen suunnitteluun, toteutukseen ja kunnossapitoon.

3) Betonipäällyste on syytä suunnitella routivissa olosuhteissa lyhyinä laattoina (1 n. 4 - 5 m) ja varustettuna kohtisuorin poikkisau-moin ja saumateräksin. Tämä suunnitteluperiaate on jo ollut käytössä Suomessa; ulkomaiset kokemukset vahvistavat sen olevan oikea ratkaisu Suomen olosuhteisiin.

4) Routiviin olosuhteisiin tehty betonipäällysteet ovat ulkomaisen kokemuksen mukaan säilyneet yhtä hyvin kuin lämpimämmissäkin olosuhteissa. Toistuva jäätyminen ja sulaminen on kuormittava ympäristötekijä, joka muiden tekijöiden ohella ajan oloon väsyttää päällystettä ja koko tierakennettä. Materiaalina betoni saadaan kestävämmän ankarimmatkin olosuhteet. Päällysteenä betonipäällyste on kantavuudeltaan ja palvelutasoltaan luotettavin rakennevaihtoehto myös kausiroidan olosuhteissa.

OSA B 4 BETONIPÄÄLLYTE ROUTIVISSA OLOSUHTEISSA
- Concrete roads in severe climates

KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES

1. Pavement Design in Frost Areas, Highway Research Record no 33, Highway Research Board, Washington 1963
2. Roadway Design in Seasonal Frost Areas, NCHRP 26/TRB, Washington 1974
3. Revised procedure for pavement design under seasonal Frost conditions, Richard Berg & Thaddeus Johnson, US Army Corps of Engineers, CRREL, Special Report 83 - 27, Hanover N.H. 1983
4. Massnahmen zur Verhütung von Frostschäden, Normblatt SNV 640328, Schweizerische Normenvereinigung, Zürich 1971
5. Oberbau mit Zemenbetonbelag, Normblatt SNV 640326, Schweizerische Normenvereinigung, Zürich 1971
6. Trans-European North-South Motorway Project, Recommendations for Rigid Pavements, UNDP 1986
7. RStO-86, Richtlinien für Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Bundesministerium für Verkehr, Bonn 1985
8. BYA-84, Byggnadstekniska föreskrifter och allmänna råd, Vägverket, Borlänge, 1984
9. Förslag till svensk betongbeläggningsnorm, Nordiska Vägtekniska Förbundet, Rapport 2, 1984
10. Handbok 018, Vegbygging, kapittel 2; Frostsikring, Oslo 1980
11. Frost i jord, Publikasjon Nr 17, prosjektets sluttrapport, Sikring mot teleskader, Utvalg for frost i jord, Oslo 1976
12. Frost Action and its Control, a State of the Practice, edited by R.L. Berg & E.A. Wright, CRREL, Hanover, NH, 1985
13. A statistical evaluation of soil and climatic parameters affecting the change in pavement deflection during thawing of subgrades. E.J. Chamberlain, CRREL Report 81-15, Hanover, NH, 1981
14. Cold Region Structural Engineering, Esa Eranti, George C. Lee, New York 1986
15. Aashto Guide for Design of Pavement Structures, Washington 1986

16. Tien rakenne, routimisen rajoittaminen, TVH:n normaalimääräykset ja ohjeet, TVH 1985
17. Routa maa- ja pohjarakentamisessa, RIL K66 - 1986
18. Betonipäällysteiden suunnitteluohjeet, ehdotus, Suomen Betoniyhdistys 1988
19. Tien rakenteen parantaminen, TVH 722336/1980
20. Tienpitoon vaikuttavista ilmastotekijöistä, VTT, tiedonanto 7, 1972
21. Routimisnousun arviointi tierakenteissa, R. Orama, Tie- ja liikenne 9/1981
22. Teiden routavauriot ja niiden estäminen, R. Orama, Insko 1986
23. Tiealueiden routasuojaus, R. Orama, SGY:n routapäivä, 1986
24. Katurakenteen mitoituksen kehittäminen, Kaupunkiliiton julkaisu no 384, 1987
25. Ilmastollisten routaantumisolosuhteitten merkityksestä tien päällysrakenteen mitoitukseen, E. Ehrola, Maansiirto 1, 1975
26. Roudan syvyyteen ja routanousuun vaikuttavista tekijöistä eräissä havaintokohteissa/H. Kivikoski (diplomityö) TTKK, 1983
27. Design on Concrete Airport Pavement, part: Frost Action, PCA/EB 050, Skokie, Ill., 1973
28. Subgrades and Subbases for Concrete Pavements, part: Frost Action, PCA/IS 029, Skokie, Ill., 1986
29. Betong på mark/Handbok, Cementa; Uppsala 1985
30. Rapport du Comité D`etude sur les Revetements en Betan di Ciment, Quebec, Can 1987
31. Concrete pavements in Manitoba Can, Personal report of J Hosang, Assistant Deputy Minister in Manitoka Highways and Transportation Board, Winnipeg, 1986
32. Matkakertomus syksyllä 1987 Yhdysvaltoihin ja Kanadaan tehdyltä opintomatkalta, J Rahiala, 1987
33. Concrete pavements in Michigan, personal report of Thomas A. Coleman, Michigan DoT, Lansing 1988
34. Concrete Pavements in Minnesota, Personal report of Mr. Andrew D. Halverson, Research Engineer, Minnesota DOT, St. Paul 1987
35. Matkakertomus syksyllä 1987 Keski-Eurooppaan tehdyltä opintomatkalta, J Rahiala, 1987

36. Matkakertomus syksyllä 1986 Norjaan tehdyltä opintomatkalta, J Rahiala, 1987
37. Matkakertomus kesällä 1987 Ruotsiin tehdyltä opintomatkalta, J Rahiala, 1987
38. The Swiss philosophy and Developments concerning the loss of bearing Capacity during Thaw M. Dysli, Congress Proceedings, International symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 1982
39. Betonipäällysteisen tien kantavuuteen ja jäätymisherkyyteen perustuva lämpöeristeen mitoitus ja sen korkeusaseman määrittäminen, Ari Puhakka, diplomityö TKK 1983, Espoo.
40. Merkblatt für die Ausführung von Fahrbahnbefestigungen mit Wärmedämmenden Tragschichten Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, Köln 1979
41. Properties of Expanded Polystyrene concrete and Applications for Pavement Subbases, Amir N Hanna, PCA RD055.01P, Skokie, Ill. 1978
42. Expanded Polystyrene concrete Subbases, Amir N. Hanna, TRB675, Washington DC, 1978

OSA B 5

BETONIPÄÄLLYSTE

PAINUVALLA ALUS-

TALLA

OSA B 5 BETONIPÄÄLLYSTE PAINUVALLA ALUSTALLA
- CONCRETE PAVEMENTS ON WEAK AND COMPRESSIBLE SOILS

SISÄLLYSLUETTELO

Sivu

B 50	JOHDANTO	239
B 51	PERUSASIOITA TIEN PAINUMISESTA JA PAINUMAHAITOISTA	239
B 511	Tien painumisen syitä ja seurauksia	239
B 512	Pohjamaan painumat	240
B 513	Pohjamaan painumaerot	241
B 514	Painumisen haitat ja niiden mittaaminen	241
B 515	Sallitut painumat ja painumien korjaustarve	242
B 516	Painumahaittojen ennaltaehkäisy	243
B 52	PAINUVIEN POHJAMAIDEN ESIINTYMINEN SUOMESSA	246
B 53	PAINUMAT JA BETONIPÄÄLLYSTE	247
B 531	Betonipäällysteen käyttöön liittyviä etuja	247
B 532	Betonipäällysteen käyttöön liittyviä riskitekijöitä	248
B 533	Painumat ja betonipäällyste eri maissa	251
B 534	Suunnittelun avainkohdat	259
B 54	YHTEENVETO	260
	KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES	261

OSA B 5
BETONIPÄÄLLYSTE PAINUVALLA
ALUSTALLA

- Concrete Roads on Weak and
Compressible Soils

B 50 JOHDANTO

Tienpinnan korkeusasema ei ole pysyvä. Routanousujen ohella eri syistä johtuvat painumat ja muodonmuutokset huonontavat ajan oloon tienpinnan tasaisuutta ja koettelevat päällysteen kestävyyttä. Tienpenkereet tiivistyvät usein vielä päällystämisen jälkeen, roudan sulamisvaiheessa saattaa muodostua pysyvää painumaa, ja päällysteen tai päällysrakenteen väsyminen liikennekuorman alla aiheuttaa tienpintaan urautumista tai painumista. Merkittävin painumariski syntyy Suomen olosuhteissa kuitenkin pohjamaan painumisesta.

Hyvällä suunnittelulla ja korkealuokkaisella rakennustyöllä voidaan painumat estää tai ainakin tasata haitalliset painumaerot. Syvillä, pitkillä pehmeiköillä on tien rakentaminen painumattomaksi usein kuitenkin epätarkoituksenmukaista. Tällöin tienpenger jää painuvan maakeroksen varaan ja painumaeroihin on varauduttava. Suomessa varautuminen merkitsee sitä, että painumista aiheuttavaa ulkonäkö- ja liikennöitävyyshaittaa siedetään melko pitkälle, vain selvästi haitalliset painumaerot ja päällystevauriot korjataan. Näin tielle muodostuu vuosien mittaan suunnitellusta tasausviivasta poikkeava korkeusasema, toiminnallinen tasausviiva.

Asfalttipäällysteiden kohdalla tarjoutuu painumien tasaamiseen tilaisuus aina uusittaessa päällystettä kulumisen tai muun syyn takia. Betonipäällysteiden kohdalla toistuva tasaaminen on vaikeampaa, mutta toisaalta betonipäällyste jo sinänsä estää ja tasaa tienpinnan muodonmuutoksia.

Betonipäällysteen käyttäytyminen painuvissa olosuhteissa herättää monia mielenkiintoisia kysymyksiä:

- Millaisia painumaeroja voidaan sallia betonipäällysteen rikkoutumatta?

- Säilyykö betonipäällysteen palvelutaso hyvänä käyttöajan ajan myös painuvalla pohjamaalla?
- Vaatiiko betonipäällyste kalliimpia pohjanvahvistustoimenpiteitä kuin asfalttipäällyste painumien rajoittamiseksi?
- Miten betonipäällysteen painumia voidaan korjata?
- Onko betonipäällysteen jäykkyydestä hyötyä painumerojen tasaamisessa?

Seuraavassa näitä kysymyksiä käsitellään lähinnä kotimaisen sekä sveitsiläisen kokemuksen pohjalta. Kansainvälisesti betonipäällystettä pidetään painumattoman alusrakenteen päällysteenä, joten aktiivista mielenkiintoa betonipäällysteen painumakysymysten tutkimiseen on vain siellä, missä betonipäällysteitä ylimalkaan käytetään ja missä painuvia pohjamaita on runsaammin. Sveitsin ja Pohjoismaiden lisäksi tällaisia maita ovat ainakin Hollanti, eräät Neuvostotasavallat ja eräät osavaltiot Kanadassa ja Yhdysvalloissa.

Jotta voitaisiin saada kokonaiskuva painumakysymysten merkityksestä Suomessa, käsitellään seuraavassa myös tien painumisen perusteita ja suomalaista suunnittelukäytäntöä.

B 51 PERUSASIOITA TIEN PAINUMI-
SESTA JA PAINUMAHAITOISTA

B 511 Tien painumisen syitä ja
seurauksia

Painuman tai painumaeron aiheuttajana on jokin pohjamaahan tai tierakenteeseen kohdistuva kuormitus. Tällaisia voivat olla mm.

- penkereen paino sortumaväärallisellä tai kokoonpuristuvalla pohjamaalla

- pohjavedenpinnan alentaminen tien kuivatuksen yhteydessä
- penkereen oma paino huonosti tiivistetyssä tai roudan löyhdyttämässä penkereessä
- liikennekuorma rakennetta tiivistävänä ja väsyttävänä tekijänä
- liikennekuorman dynaamiset sysäykset.

Seurauksena on ajan oloon tienpinnan epätasainen painuminen ja tien palvelutason laskeminen. Tienpenkereen tiivistymisestä tai liikennekuormasta aiheutuvat painumat ovat hallittavissa rakennesuunnittelun keinoin. Pohjamaan tiivistymisestä aiheutuvia painumia on sen sijaan tutkittava maamekaniikan keinoilla.

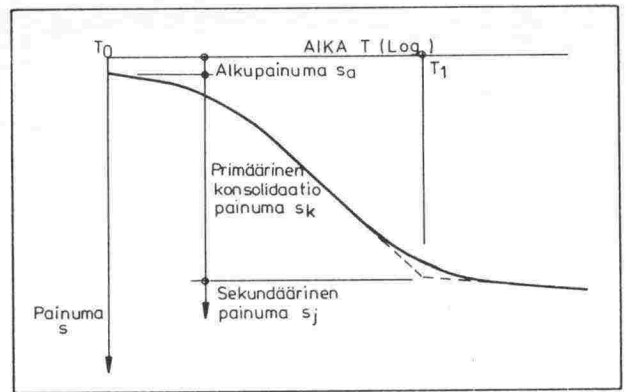
B 512 Pohjamaan painumat

Tien pengerkuorman aiheuttamaa kokonaispainumaa pohjamaassa voidaan kuvata kaavalla /12/:

$$S = S_a + S_k + S_d + S_j$$

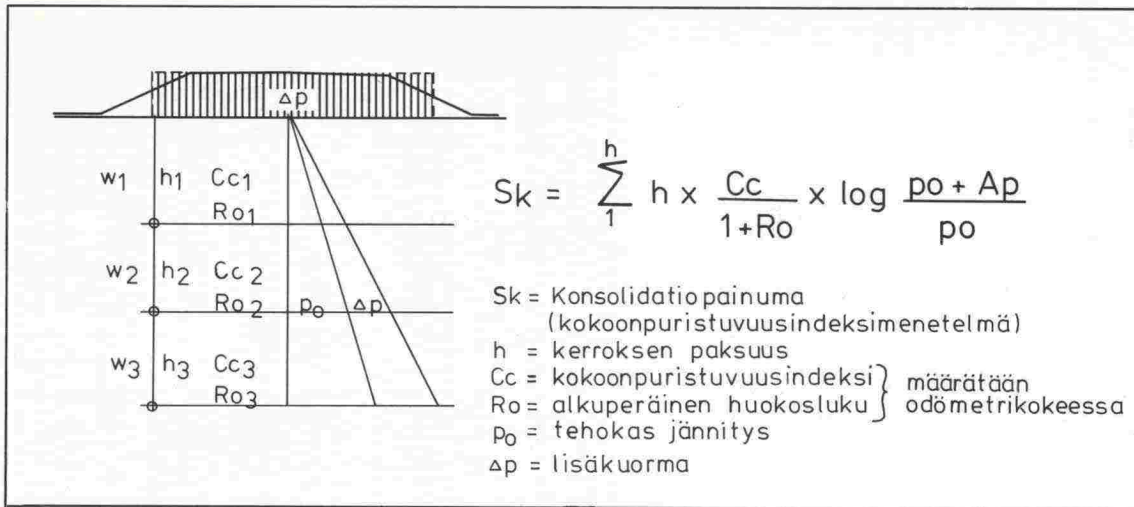
S = kokonaispainuma
 S_a = alkupainuma
 S_k = konsolidaatiopainuma
 S_d = sivusiirtymistä (deformaatiosta) aiheutuva painuma
 S_j = jälkipainuma (sekundäärinen painuma)

Alkupainuma S_a (=kimmoisen painuma) tapahtuu pohjamaassa heti penkereen rakentamisen yhteydessä ja joka tapauksessa tienrakennustyön kestäessä, joten sillä ei yleensä ole merkitystä myöhemmissä painumatarkasteluissa. Deformaatiosta johtuva painuma S_d voi olla merkittävä, jos pohjamaan leikkauslujuus on alhainen tai jos tienpenkereen varmuus sortumista vastaan on alhainen, mutta tavanomaisilla varmuuskertoimilla 1,5 - 1,7 jätetään S_d kuitenkin huomioimatta painumalaskelmissa - myös sen vuoksi, ettei sen laskennalliseen määrittämiseen ole luotettavaa menetelmää. Tienpenkereen painuman ajan funktiona katsotaan siten muodostuvan konsolidaatiopainumasta S_k ja jälkipainumasta S_j (kuva B5-1).

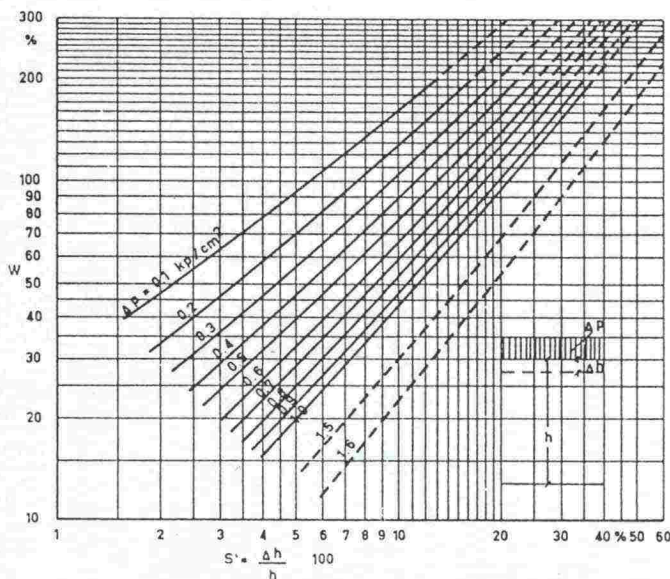


KUVA B5-1. Kokoonpuristuvan maakerroksen aika-painumakäyrä (lisäkuorma p , hetkellä T_0)

Hienorakeisen maakerroksen konsolidaatiopainuma on yleensä suuruudeltaan merkittävin osa kokonaispainumaa. Suuruus riippuu lisäkuormituksen suuruudesta, pehmeikön syvyydestä ja maakerrosten kokoonpuristuvuusominaisuuksista (kuva B5-2). Kokoonpuristuvuusominaisuudet määritetään ödometrikokeella häiriintymättömistä maanäytteistä. Koska kokoonpuristuvuuden tiedetään käytännössä olevan verrannollinen maakerroksen vesipitoisuuteen, voidaan konsolidaatiopainuman suuruus määrittää karkeasti myös vesipitoisuuden perusteella (kuva B5-3). /11,13/ Koska maakerrosten ominaisuudet ja lisäkuormituksen vaikutus vaihtelee syvyysuunnassa, määräytyy kokonaispainuma kerroksittain laskettujen osapainumien summana. Pistekohtaiset painumalaskelmat tehdään nykyisin yleensä tietokoneohjelmien avulla ja niiden perusteella saadaan suhteellisen luotettavat ennusteet painumien suuruudelle. Konsolidaatiopainumien aikariippuvuus määritetään ödometrikokeen perusteella (kuva B5-1). Karkearakeisten maalajien painumat tapahtuvat hyvän vedenläpäisyyden takia nopeasti, mutta hienorakeisten savi-, lieju- ja turvemaalajien konsolidaatiopainuma tapahtuu vuosien kuluessa vain sitä mukaa kuin huokosista virtaa vettä pois ja huokosvedenpaine laskee. Kun lisäksi otetaan huomioon jälkipainuma S_j voidaan todeta maavaraiseksi tehdyn tiepenkereen painumisen jatkuvan savi-, lieju- ja turvepehmeiköillä käytännöllisesti katsoen koko tien käyttöajan. Käytännöstä tiedetään, että kokonaispainumat voivat olla suuruudeltaan jopa 1 - 2 metrin luokkaa.



KUVA B5-2. Konsolidaatiopainuman SK laskeminen /11/



KUVA B5-3. Suhteellinen painuma vesipitoisuuden ja kuormituksen funktiona /11/

B 513 Pohjamaan painumaerot

Painumaerojen määrittämiseksi on suoritettava edellä kuvatut piste-kohtaiset tutkimukset ja laskelmat useissa pisteissä ja tutkittava tienpinnan painumaprofiilia. Painumaerojen tarkka määrittäminen on työläs ja vaikea tehtävä. Vaikka pehmeikön syvyys ja penkereen korkeus pysyvät vakioina, syntyy eri tienkohtien välille painumaeroa pohjamaan vesipitoisuusvaihtelujen vuoksi. Kun mukaan otetaan pengerkorkeuden ja pehmeikön syvyyden vaihtelut, osoittautuu tienpinnan painumaprofiilin ennakoiminen todella vaikeaksi tehtäväksi. Yleensä suunnittelussa tyydytään muutaman pistekohtaisen laskelman pohjalta tehtyyn arvioon.

B 514 Painumisen haitat ja niiden mittaaminen

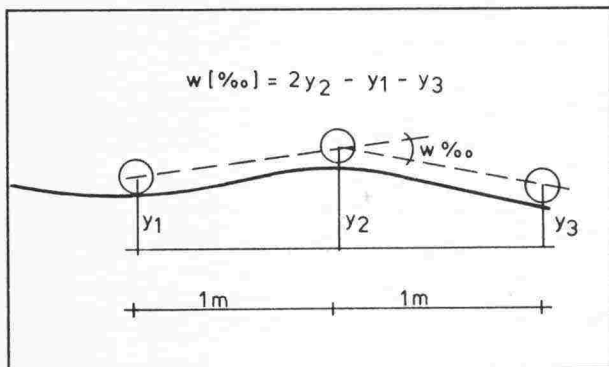
Tien painumisesta aiheutuva haitta kohdistuu:

- tien ulkonäköön
- ajomukavuuteen
- ajoturvallisuuteen
- rakenteen kestävyys

Ulkonäön kannalta haitallisiksi voivat muodostua jo pienetkin toistuvat painumat etenkin korkealuokkaisilla teillä. Ajomukavuus alenee, jos ajonopeutta on alennettava ajoneuvon kohdistuvien sysäysten takia. Ajoturvallisuus on vaarassa esimerkiksi, jos tienpinta on urautunut poikkisuunnassa, jos painuman takia tielle kerääntyy vettä, tai jos painuma rajoittaa pituussuuntaista näkemää. Tien päällysrakennetta ja päällystettä rasittavat eniten äkkinäiset, esimerkiksi rumpujen kohdalle syntyvät painanteet. Päällysteseen voi syntyä halkeamia, purkautumia ja jyrkkiä pykäliä. Kriittisiä ovat usein tienkohdat, joissa painuva penger liittyy painumattomaan rakenteeseen, kuten siltaan tai kallioleikkaukseen.

Painuma ei välttämättä aiheuta mitään haittaa, jos se tapahtuu tasaisesti ja riittävän pitkällä matkalla. Oleellista ei ole painuman suuruus sinänsä, vaan painumaerot ja niiden jyrkkyys tien pituus- ja poikkisuunnassa. Tienpinnan painumeroja voidaan mitata kaltevuudenmuutosnopeutena W (o/oo), kuva B5-4.

Yhden tai kahden metrin välein suoritetuista korkeusaseman vaa'ituksista lasketaan kaltevuudet ja kaltevuudenmuutokset ja verrataan niitä kokeellisesti määriteltäisiin suositus-arvoihin, kuva B5-5. /11,15/ Vastaavasti voidaan tutkia painuman syvyyden ja pituuden suhdetta, kuva B5-6, ja arvioida haitallisuutta suositusarvojen perusteella, tai mitoitusauton ajodynamiikan muutoksen perusteella (suure k kuvassa B5-6).



KUVA B5-4. Kaltevuuden muutosnopeuden w (o/oo) mittaamisen periaate /15/

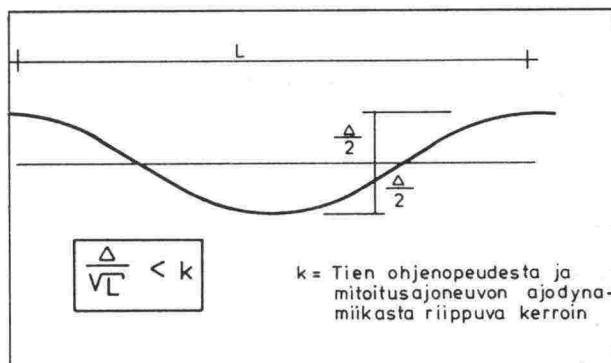
B 515 Sallitut painumat ja painumien korjaustarve

Liikenteellä olevat tiet eivät ole aivan tasaisia, vaan niissä on eri syistä johtuen painumia ainakin jossain määrin. Se, miten suurta haitta-astetta siedetään, vaikuttaa sekä päällysrakenteen että pohjavahvistusten rakennuskustannuksiin, mutta myös kunnossapitokustannuksiin. Tien luokka ja ohjenopeus ovat tärkeimmät muuttujat sallittuja painumia määriteltäessä. Kuvan B5-5 numeroarvot ovat suomalaisia pohjavahvistusten suunnittelussa käytettäviä ohjearvoja, jotka soveltuvat hankekohtaiseen painumatilanteen yleistarkasteluun sekä asfaltti- että betonipäällysteisille teille. Yksityiskohdissaan painumista aiheutuva haitta on edellä esitetyn mukaan riippuvainen niin monista tekijöistä, että yksittäisen tien sallitut painumat ja painumaerot määräytyvät suunnittelun kuluessa.

Liikenteellä olevan tien painumiin kiinnitetään yleensä huomiota vasta, kun niistä on ajoneuvoille selvää ajodynaamista haittaa. Korjaustoimenpiteisiin ryhdyttäessä painumat ovat yleensä suurempia kuin kuvan B5-5 taulukossa. Korjaustoimenpide voi olla päällysteen tasaamista asfaltilla tai laajempaa rakenteen korjaamista. Korjausta varten saatetaan suunnitella uusi tasausviiva; tien alkuperäiseen tasausviivaan ei painumakorjauksissa kuitenkaan yleensä pyritä.

Toiminnallinen luokka	Sallittava kaltevuudenmuutos (o/oo)	
	vähimmäislaatu- taso	korkein laatu- taso
Moottoriväylät	6	4
Valta- ja kantatiet	8	5
Seudulliset tiet	11	7
Kokoojatiet	16	9
Yhdystiet	-	15

KUVA B5-5. Sallittavat tienpinnan pituussuuntaiset kaltevuudenmuutokset /11/



KUVA B5-6. Painuman syvyyden ja pituuden suhde haitallisuuden mittana /1/

B 516 Painumahaittojen ennalta- ehkäisy

Tiesuunnittelun tavoitteena on aikaansaada maasto- ja maaperäolosuhteista riippumatta mahdollisimman yhtenäinen ja kestävä tierakenne kulloiseenkin liikennetilanteeseen. Pohjamaan painuminen on yksi uhkatekijä tien pitkäaikaiselle palvelutasolle. Vaikka aina ei voida pyrkiä painumattomaan tiehen, on haitallisen painumisen riski minimoitavissa huolellisella suunnittelulla ja rakentamisella, usein ilman erityisiä lisäkustannuksia. Tällaisia ennaltaehkäiseviä keinoja ovat ainakin:

1) Geometrisen suunnittelun keinot

Tielinjan ja tasauksen sijoittelulla voidaan ratkaista vaikuttaa painumaerojen muodostumiseen. Tielinjan tulee välttää jyrkkiä siirtymisiä kovalta maalta pehmeiköille. Tasauksella tulee pyrkiä matalaan ja tasaiseen pengerkorkeuteen ja loivaan siirtymiseen pehmeikön ja kovan maan välillä. Pengerkorkeus on sovitettava sellaiseksi, että varmuus sortumista vastaan on hyvä (kerroin vähintään 1,5...1,7), näin vältetään vaikeasti hallittavilta pohjamaan deformaatioilta.

2) Rakenteellisen suunnittelun keinot

Päällysrakenteen jäykkyyden lisääminen vähentää paikallisia painumaeroja ja loiventaa kaltevuudenmuutoksia johtuvatpa ne sitten pohjamaan tai tiepenkereen muodonmuutoksista. Jäykempi rakenne hidastaa myös tienpinnan viettokaltevuuksien muutoksia. Karkeat päällysrakennemateriaalit, paksummat sidotut kerrokset, betonipäällyste, edistävät tätä tavoitetta. Ei vain päällysteen jäykkyydellä vaan koko päällysrakenteen materiaalivalinnoilla ja korkealuokkaisella työsuorituksella on merkitystä

painumaerojen tasaamisessa. Sveitsissä ja Hollannissa tehdään painuvat päällysrakenteet voileipäarakenteina, kuva B5-7. Maabetonikerros alimpana kerroksena varmistaa koko päällysrakenteen hyvän jäykkyyden, kun sitomaton jakava kerros voidaan tiivistää tehokkaasti. Suomessa voileipäarakennetta voisi vastata jakavan kerroksen alaosaan tehtävä maabetonikerros, kuva B5-8.

3) Pohjanvahvistustoimenpiteet

Jos geometrisen tai rakenteellisen suunnittelun keinoin ei päästä riittävän hyvään tulokseen painumaerojen tasaamisessa, voidaan pohjamaan painumatilanteeseen vaikuttaa erityisin pohjanvahvistustoimenpitein. Tällaisia ovat kuvan B5-9 mukaan esimerkiksi:

- massanvaihto
- kevennetty penger
- nauhapystyjoitus
- syvästabilointi
- pengerpaalutus
- sekä näiden yhdistelmät etenkin siirtymärakenteissa

Näistä massanvaihto on luonteva ja edullinen vahvistusmenetelmä, kun pohjamaan lujuus on heikko, tarvittava massamäärä on kohtuullinen ja korvaavia massoja on käytettävissä.

Kevytsoraa tai muita kevyitä täytteitä käyttäen on mahdollista rakentaa heikoille pohjamailla kelluvia penkereitä, jopa niin, ettei pohjamaalle aiheudu lisäkuormitusta lainkaan. Kevyet täytteet ovat tehokkaita painumien rajoittamisessa, niinpä niiden käyttö on lisääntynyt.

Nauhapystyjoitus on luotettava, tehokas ja edullinen menetelmä konsolidaatiopainumien nopeuttamiseksi syvillä pehmeiköillä. Nauhapystyjoita ja väliaikaista ylikuormitusta käyttäen saadaan koko primääripainumavaihe tapahtumaan ennen tien päällystämistä ja liikenteelleottoa.

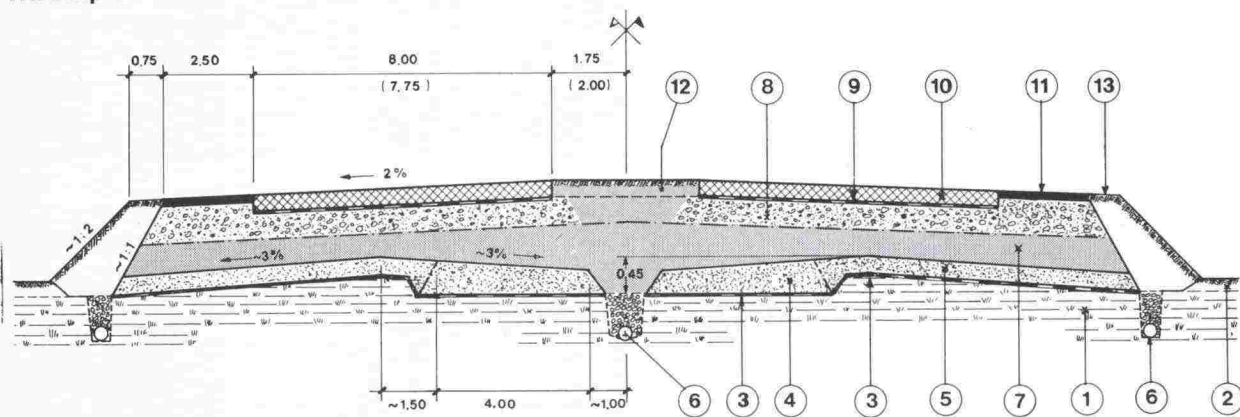
Näin epätasaisen painumisen riski vähenee ratkaisevasti. Menetelmän tultua tunnetuksi sen käyttö on yleistynyt myös Suomessa viime vuosina.

Syvästabilointia on tehty pitkään kalkkipaaluksena. Menetelmällä parannetaan tiepenkereen vakavuutta ja pienennetään kokonaispainumia. Kalkkipaaluksista käytetään Suomessa melko yleisesti etenkin katurakennuksessa. Korvaamalla kalkki osittain tai kokonaan sementillä voidaan syvästabilointia käyttää myös maala-jeissa, joihin kalkin käyttö ei sovellu.

Pengerpaalutus on jo perinteinen menetelmä, jolla voidaan estää painumat ja siirtää pengerkuorma kantavan pohjamaan tai kalliion varaan. Tyyppillisintä käyttöaluetta on korkea penger syvällä pehmeiköllä, missä penkereen vakavuus ei salli pohjamaan varaan rakentamista. Laajojen pehmeikköalueitten painumien torjumiseen pengerpaalutus on kallis ja epätarkoituksenmukainen menetelmä.

Ehkä vaativinta käyttöä pohjanvahvistusmenetelmille on niiden soveltaminen siirtymärakenteisiin, kuva B5-10. Painumattoman tienosan - sillan, kalliroleikkauksen tms. - ja pehmeikön rajakohta on pohjanvahvistusmenetelmiä käyttäen rakennettavissa niin, että tien hyvä palvelutaso säilyy painumista huolimatta tien käyttöiän ajan. Tämä vaatii perusteellisia maaperätutkimuksia ja huolellista geoteknistä suunnittelua. Siirtymärakenteet ovat usein huomattavan kalliita, minkä vuoksi niissä tinkiminen on tavallista - tien tulevan palvelutason heikentymisen ja painumakorjausten lisääntymisen kustannuksella.

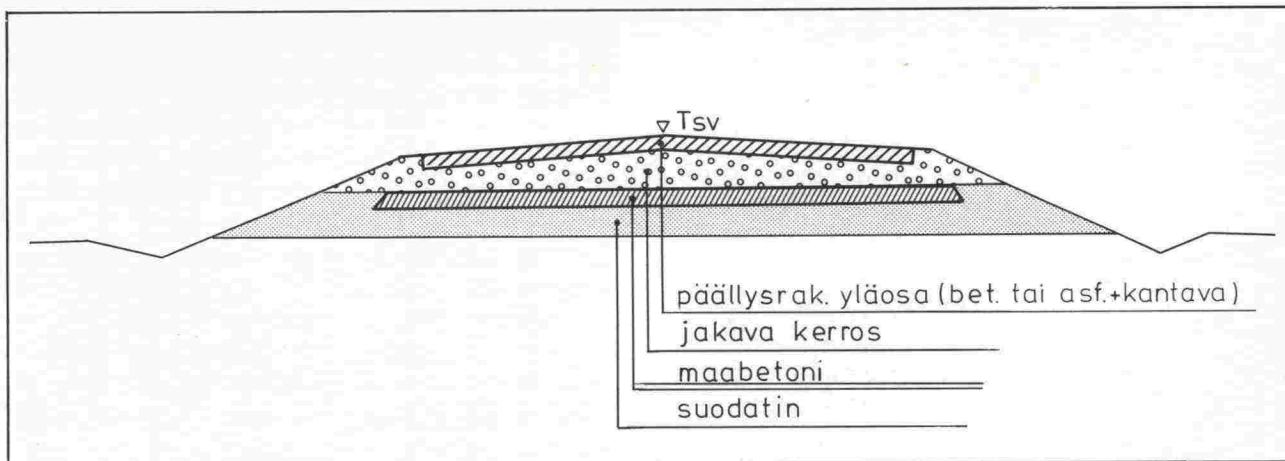
Normalprofil für N3 SG Flums—Mels



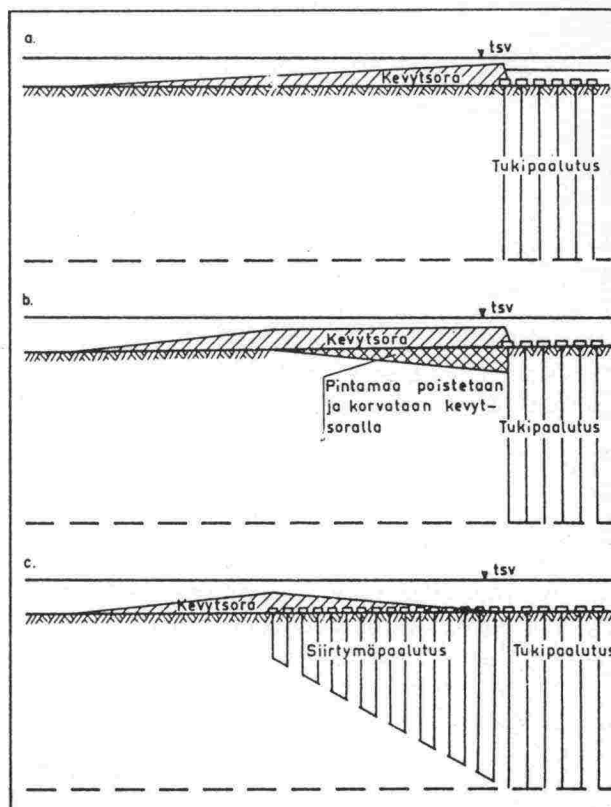
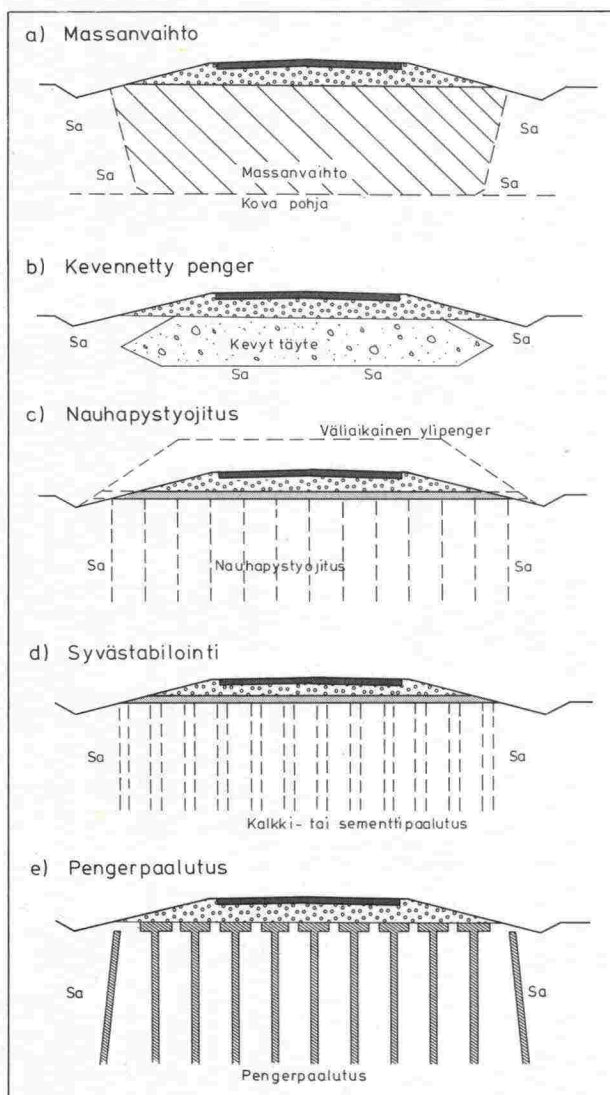
- ① painuva pohjamaa
- ② humuskerros
- ③ polyeteenikalvo
- ④ ⑤ maabetonikerros
- ⑥ salaoja

- ⑦ pengertayte (0 - 60 cm)
- ⑧ jakava kerros (40 cm)
- ⑨ polyeteenikalvo
- ⑩ betonipäällyste (22 cm, halkeamaraud.)
- ⑪ piennarpäällyste (asf.)
- ⑫ keskikaista
- ⑬ piennar- ja luiskätäyte

KUVA B5-7. Sandwich-rakenne painuvalla penkereellä, sveitsiläinen esimerkki /9/



KUVA B5-8. Ehdotus suomalaiseksi Sandwich-rakenteeksi painuvalle alustalle



KUVA B5-10. Eri tyyppisiä painumakiiloja /11/

KUVA B5-9. Tavallisimpia pohjavahvistustoimenpiteitä

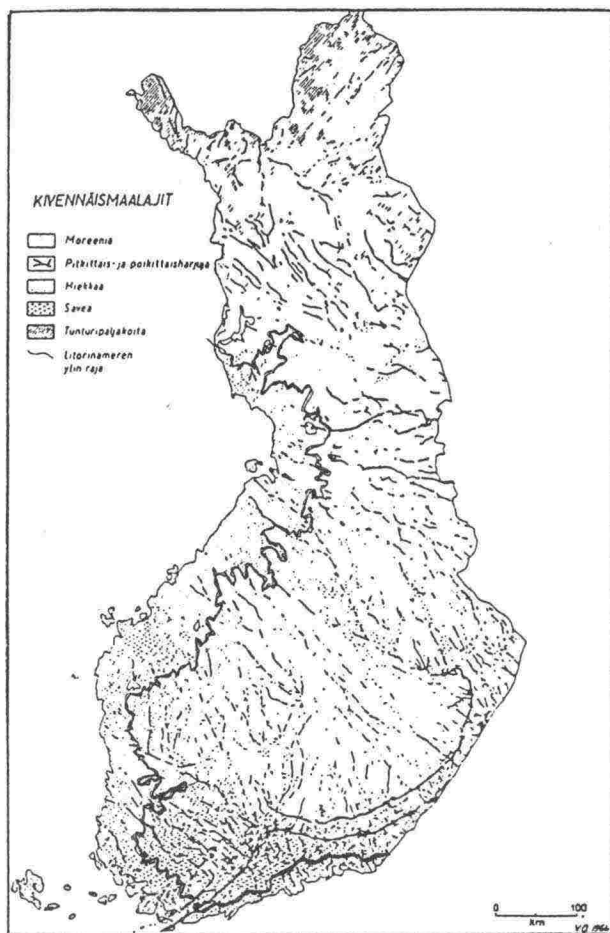
B 52 PAINUVIEN POHJAMAIDEN ESIINTYMINEN SUOMESSA

Jääkauden aikaisen mannerjäätikön sulaminen jätti pääosan nykyisen Länsi- ja Etelä-Suomen aluetta meren peittämäksi. Meri- ja järvivaiheitten aikana veteen kerrostui ja saostui hienorakeisia maa-aineksia, jotka nyt maannouseman ansiosta muodostavat Pohjanlahden ja Suomenlahden rannikon savi- ja liejukerrostumat kuva B5-11. Savikerrostumien keskipaksuus on 10 m, mutta varsinkin Etelä-Suomessa savikot voivat olla useiden kymmenien metrien paksuisia laajoja tasanteita kalliopaljastumien tai moreenikumpareiden yhteydessä. Syntyvastaan ja geologisesti nuoresta iästään johtuen suomalaisille savikerrostumille on tyyppillistä korkea vesipitoisuus ja heikko lujuus. Nuorempia maalajimuodostumia ovat suot, joita jatkuvasti muodostuu lähinnä metsien soistumisena. Vettyvällä savi- tai moreenipohjamaalla vesi estää kasvillisuuden mätänemisen, jolloin alkaa muodostua suoturvetta. Suomen pinta-alasta n. 30 % on soita. Pohjois-Pohjanmaalla ja Keski-Lapissa jopa 60 % pinta-alasta on suota. Pohjois-Suomessa turvekerrokset ovat tavallisesti 2 - 3 m paksuisia, Etelä-Suomessa 4 - 6 m paksuisia.

Tarkasteltaessa Suomen maaperäolosuhteita teiden painumisriskin kannalta, todetaan vaikeimmiksi alueiksi Kymenlaakso, Uusimaa, Varsinais-Suomi ja Vaasan seutu. Näillä alueilla painumaeroja korostaa se, että kalliopaljastumia on paljon ja moreenikerrokset ovat ohuita. Muualla maassa pohjamaan painumariski on pienempi ja pehmeikköosuudet lyhyempiä.

Kansainvälisessä vertailussa Suomen kivennäismaalajit ovat geologisesti hyvin nuoria (alle 10000 v) ja hienorakeisten kerrostumien vesipitoisuudet erittäin korkeita ja lujuudet heikkoja. Niinpä vakavuus- ja painumaongelmien hallitseminen korostuu suomalaisessa pehmeikkörakentamisessa. Suomen savikkoja vastaavia kerrostumia löytyy luonnollisesti Pohjanlahden rannikolla Ruotsissa ja Suomenlahden ja Itämeren rannikolla

Baltiassa. Norjan rannikolla esiintyy paksuja, häiriintymisherkkiä rinnesavikoita, joilla geotekninen suunnittelu on erittäin hankalaa. Myös muualla eri puolilla maailmaa esiintyy pehmeikköalueita, joissa pohjanvahvistusten suunnitteluperiaatteet ovat samantyyppisiä, vaikka maakerrostumien syntyvät ja ominaisuudet ovat erilaisia kuin Suomessa. Teitä rakennetaan yhä useammin marginaalisille, muuhun tarkoitukseen kelpaamattomille pohjamaille. Sen vuoksi penkereiden painumaongelmia tutkitaan laajalti eri maissa.



KUVA B5-11. Kivennäismaalajit Suomessa /12/

B 53 PAINUMAT JA BETONIPÄÄLLYSTE

Edellä on tarkasteltu sitä painuma-suunnitteluympäristöä, johon päällysteet Suomessa joutuvat. Tarkastelu on tarkoituksella tehty neutraaliksi; painumisen perusasiat eivät ole päällystetyyppisidonnaisia. Pääosa Suomen teistä on painumattomilla pohjamailla, mutta rannikoitten soilla ja savikoilla joudutaan tiet jättämään painuvien maakerrosten varaan. Ajan oloon nämä tiet painuvat ja painumista aiheutuu ajo-olosuhteiden heikkenemistä ja kunnossapitokustannuksia. Asfalttipäällysteiden käyttäytymisestä, kestävyydestä ja korjaamisesta painuvilla pohjamailla on Suomessa hyvä tuntuma. Betonipäällysteiden osalta kokemus rajoittuu harvalukuisista koetöistä saatuihin tuloksiin. Senvuoksi otetaan seuraavassa betonipäällysteen etuja ja riskejä koskevassa tarkastelussa avuksi myös saatavissa olevat ulkomaiset tutkimukset ja kokemukset.

B 531 Betonipäällysteen käyttöön liittyviä etuja

On yleisesti tunnettu periaate, että päällysrakenteen suurempi jäykkyys tasaa painumaeroja. Tämän tosiasian laskennallinen hyväksikäyttö suunnittelussa on kuitenkin koettu vaikeaksi. Newarkin lentokentällä suoritettujen tutkimusten perusteella on yhdysvaltalainen Nai C Yang kehittänyt menetelmiä jäykkyyden huomioon ottamiseksi /1/. Yleisesti hän päätyy toteamaan mm., että

- jäykällä päällysteellä voidaan lieventää painumaerojen heijastumista tien pinnan epätasaisuuksiksi, vaikkei niitä voidakaan kokonaan estää
- jäykkä päällyste lisää painumien aallonpituutta ja vähentää siten painuman haitallisuutta
- oikein suunniteltuna jäykkä päällyste rajoittaa myös kokonaispainumia /4/, kun pohjamaahan liikenteestä johtuvat rasitukset jäävät pieniksi

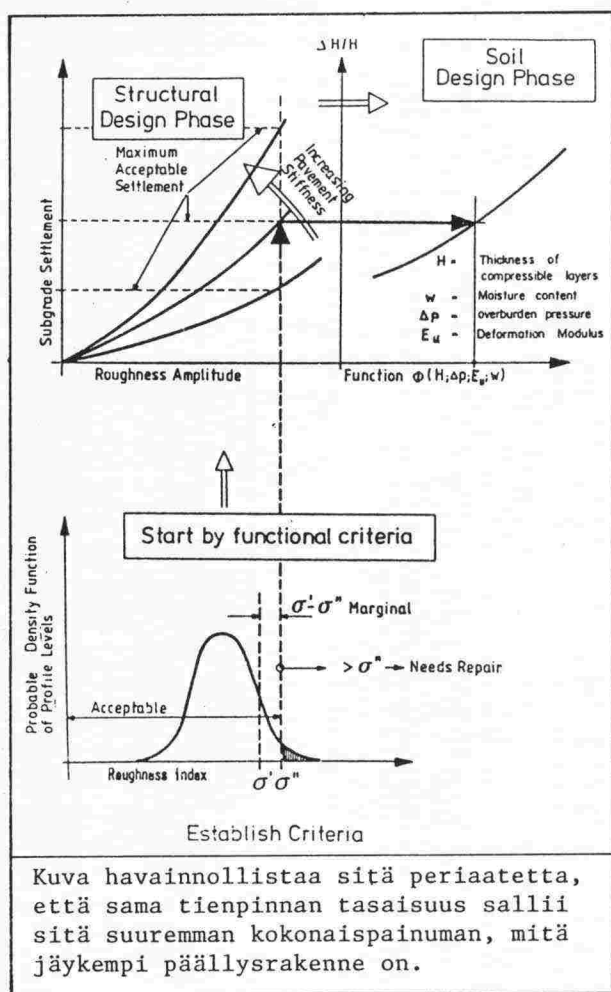
- toisin kuin taipuisa rakenne jäykkä päällyste kestää painumisen päällysteessä aiheuttamia jännityksiä ja "silloittaa" paikallisia painumaeroja. Vasta kun painuman syvyyden ja pituuden suhde kasvaa liian suureksi, laatta murtuu ja tienpinta alkaa seurata pohjamaan painumaviivaa
- Myös betonipäällyste "taipuu", virumakerroin E^1 on noin 1/3 betonin E-modulis- ta.

Yangin tutkimusten perusteella olisi arvioitavissa, että jos kokonaispainumat ovat kohtuullisia (pohjavahvistuksia käyttäen tai ilman niitä), jäykkä päällyste pystyy tasaamaan painumaerot, niin ettei tien käyttöaikana tarvita toimenpiteitä tasaisuuden parantamiseksi.

Tunnettu sveitsiläinen betonipäällysteasiantunija Willy Wilk on yhtynyt N C Yangin käsityksiin ja jatkanut tutkimuksia jäykän päällysteen etujen osoittamiseksi ja jäykkyyden huomioimiseksi mitoituksessa /2,3,4/. Wilk katsoo, että mitoitettaessa painuvaa tierakennetta on tavanomaisen betonilaatan paksuusmitoituksen lisäksi suoritettava koko päällysrakenteen jäykkyyden mitoitus, kuva B5-12, pohjaolosuhteiden ja tien tasaisuusvaatimusten perusteella. Wilkin mukaan maabetonikerros päällysrakenteen alaosassa antaa tärkeitä etuja juuri painuvalla alustalla (vrt. kuva B5-7):

- Maabetonikerros lisää tehokkaasti jäykkyyttä, mutta myös
- parantaa päälle tulevien sitomattomien kerrosten tiivistettävyyttä ja siten
- varmistaa mahdollisimman korkean E-modulin kaikille kerroksille

Wilk katsoo edelleen, että betonipäällystettä ja mahdollisimman jäykäksi mitoitettua päällysrakennetta käyttäen saadaan painuvalla alustalla parempi tulos ja pitkäaikaisempi kestävyys kuin asfalttipäällysteillä. Niinpä Wilk suosittelee betonipäällystettä pehmeikköjen tiepäällysteeksi Sveitsin olosuhteissa. Hän edellyttää kuitenkin, että primääripainumat on ylipenkereiden tai pystyojien avulla saatu pääosin tapahtumaan ennen päällystämistä.



KUVA B5-12. Tien päällysrakenteen jäykkyyksimitoituksen periaate painuvalla pohjamaalla
/W. Wilk, Sveitsi/ 12/

B 532 Betonipäällysteen käyttöön liittyviä riskitekijöitä

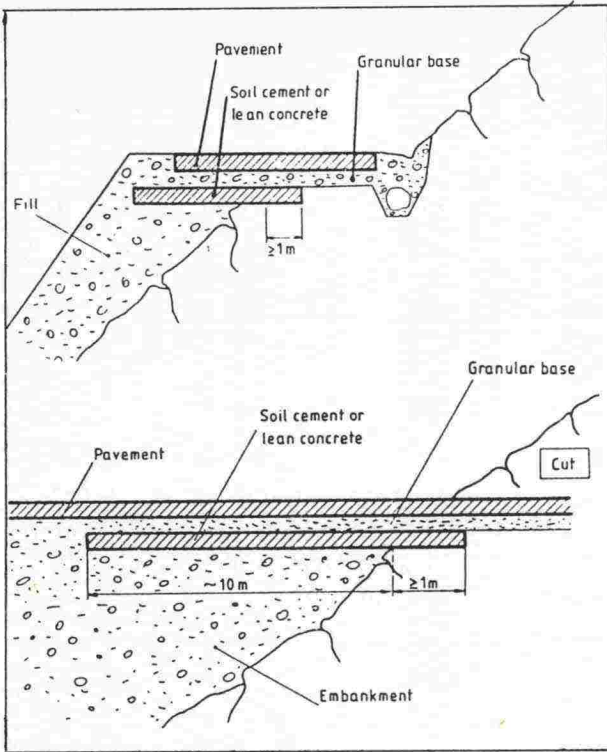
Painuminen on päällysteestä riippumatta riski sekä palvelutasolle että päällysteen kestävyydelle. Suunniteltaessa päällysteitä painuviin olosuhteisiin on nämä riskit tunnistettava ja mahdollisuuksien mukaan vaikutettava niihin suunnittelun keinoin. Betonipäällysteelle painumisesta aiheutuu ainakin seuraavat riskit:

1) Halkeiluvaara

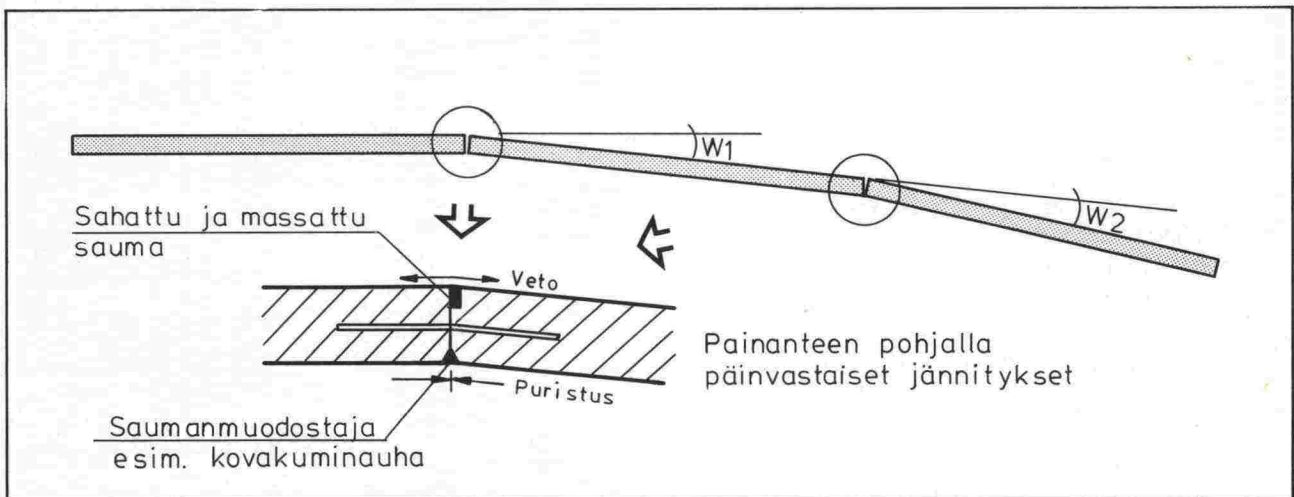
Kun painumaero aiheuttaa laatan vetolujuuteen nähden liian suuren jännityksen, laatta katkeaa. Tällainen vaara on ilmeinen rumpujen ja siltöjen lähellä. Pituuksuuntainen halkeama saattaa syntyä tien reunaosan painuessa esim. tiivistymisen johdosta keskustaa enemmän. Yleensä laattaan kohdistuvat jännitykset purkautuvat saumojen kohdalle ja mahdolliset halkeamat jäävät hiushalkeamiksi, jotka eivät vaaranna kuormansiirtokykyä eivätkä tasaisuutta. Betonipäällysteessä syntyy villiä halkeilua monista syistä, painumisen merkitys ei yleensä ole merkittävin tekijä. Halkeilua voidaan tarvittaessa torjua laatan raudoituksella tai tekemällä siirtymärakenteita, kuva B5-13.

2) Saumojen vaurioitumisvara

Painuvalla alustalla saumoihin syntyy kulmamuuutoksia ja samalla ylä- ja alareunoihin vetoa tai puristusta, kuva B5-14. Puristusjännitykset voivat murttaa laatan sauman kohdalla, vetojännitys pyrkii avaamaan sauman. Käyttämällä tarvittaessa leveämpää saumaa, saumamassaa ja laatan alareunassa saumanmuodostajaa voidaan saumavaurioita ehkäistä ennalta.



KUVA B5-13. Painumaerojen tasaaminen maabetonikiilojen avulla,
(W. Wilk) /12/



KUVA B5-14. Saumojen jännitykset ja rakenne painuvalla alustalla

3) Pykälää tai hakkaavaa epätasaisuutta saumoissa

On ajateltavissa, että jäykkä päällyste "kerää" painumisesta aiheutuvat muodonmuutokset saumojen kohdalle, missä ne ilmenevät haitallisen suurina kulmamuuutoksina tai pykälinä. Sveitsiläinen ja suomalainenkin kokemus osoittaa (kts. kuvat B5-19, B5-22), että konsolidaatiopainuman aikana betonipäällyste ehtii virua (hiipua) eikä haitallisia kulmamuuutoksia synny, vaikka kokonaispainumat ovat suuriakin. Suunnittelussa laattojen väliselle kulmamuuutokselle on asetettavissa tieluokan edellyttämät vaatimukset (vrt. kuva B5-5). Saumateräksiset on todettu välttämättömiksi painuvissa päällysteissä. Niiden avulla estyy pykälien muodostuminen laattojen välille, vaikka viereisten laattojen muodonmuutoserot olisivat tuntuvatkin. Ranskassa on todettu ilman saumateräksiä tehdyn painuvan päällysteen vaurioituvan nopeasti (kuva B5-21).

4) Lätäköitymisen vaara vanhalla päällysteellä

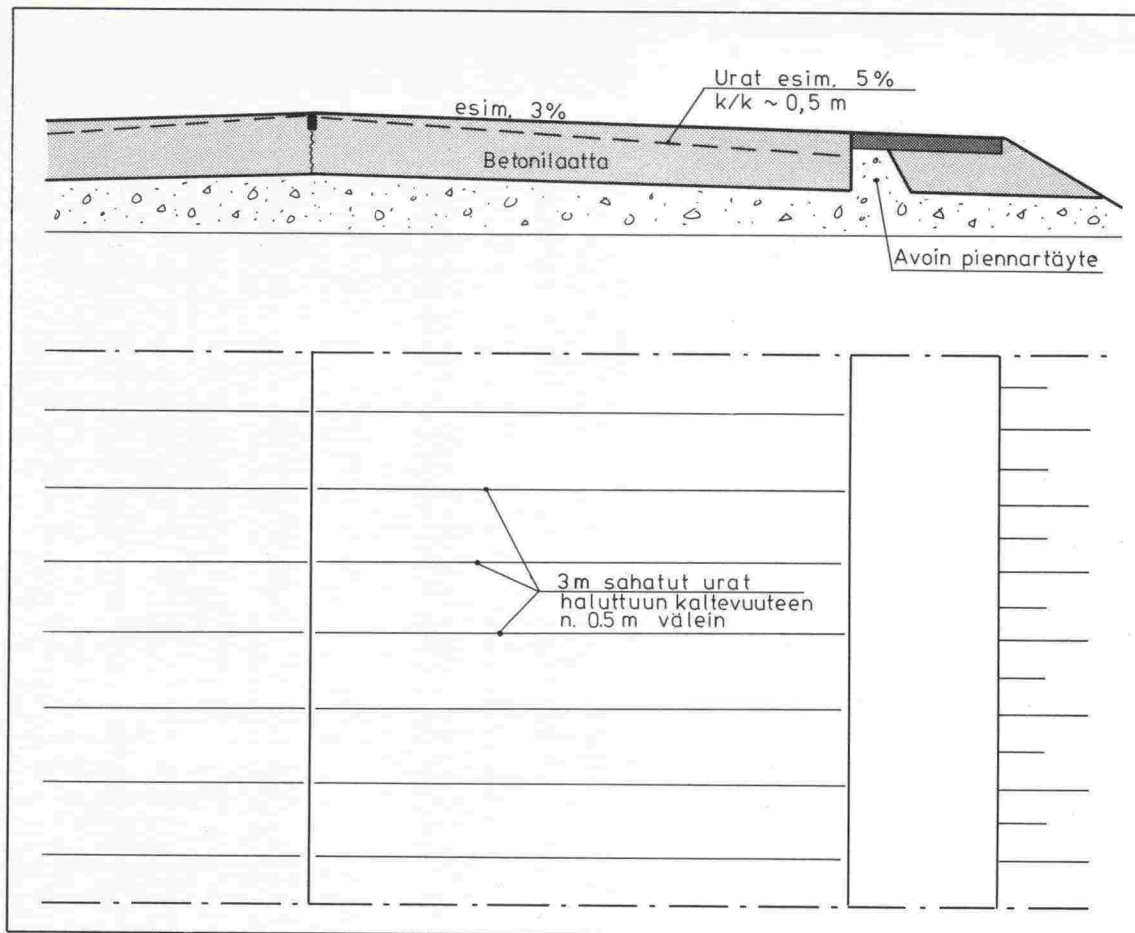
Tie painuu enemmän keskeltä kuin reunoilta. Vuosien myötä poikkikaltevuudet pienenevät ja lopulta tielle lätäköityy vettä. Poikkikaltevuuden muutosta voidaan hidastaa pienentämällä ennalta kokonaispainumaa, jäykistämällä tierakennetta poikkisuunnassa tai - betonipäällysteen kyseessä olleen - järjestämällä lätäköiden kuivatus. Kuivatuksen järjestämisestä poikittaisurien avulla on ohjeet mm. Sveitsin normeissa. Kuvassa B5-15 on esitetty urituksen periaate. Kuvan tarkoittamat poikkiurat päällysteessä ovat tarpeen jo uudessa päällysteessä aina milloin tienpinnan viettoviivan kaltevuus on

jäämässä veden virtauksen kannalta liian pieneksi. Lätäköitynyt kohta voidaan tietysti myös korjata laattojen nostolla tai lisämasalla. Myös jyrksinnällä voidaan helposti poistaa paikallisia vesipatoutumia tien pinnalta.

5) Betonipäällysteen pitkä ikä ja painumavaurioiden vaikea korjattavuus

Betonipäällysteen pitkäksi tarkoitettu käyttöikä - ehkä kolminkertainen asfalttipäällysteeseen verrattuna - merkitsee sitä, että konsolidaatiopainumia ja painumaeroja ehtii tapahtua enemmän eikä niitä ole tarkoitus käyttöiän aikana korjata. Jo tästä syystä on pohjanvahvistustoimenpiteillä rajoitettava painumisen suuruutta ja painumisnopeutta. Myös kynnystä korjaustyöhön ryhtymiselle on betonipäällysteen kohdalla pidetty korkeampana ja korjaustoimenpiteitä kalliimpina. Pohjanvahvistustoimenpiteillä ja hyvällä rakennustyön laadulla voidaan korjaustarvetta minimoida. Jos betonipäällysteeseen kuitenkin tulee korjattavia vaurioita, tehdään korjaustoimenpiteet esimerkiksi seuraavalla tavalla:

- Saumoihin tai laattaan syntyneet pykälät jyrsitään paikallisesti.
- Pahat vauriot, joissa laattoja on rikkoutunut (esim. luiskasortuma tai jyrkkä katkos paalutetun rummun kohdalla) korjataan vahvistamalla perustus ja tekemällä uudet laatat.
- Sauma- tai halkeamavaurioita hoidetaan tavanomaisin betonipäällysteen korjausmenetelmin.
- Haitalliset painanteet, joissa painuminen edelleen jatkuu, korjataan väliaikaisesti asfaltilla.



KUVA B5-15. Betonipäällysteen vietto-
kaltevuuden lisääminen poikittaisurien
avulla

Kun ikää ja korjaustarvetta tarkas-
tellaan W. Wilkin edellä kuvatuista
lähtökohdista, voidaan esittää peri-
aatteellinen kuva tien palvelutason
laskusta vuosien kuluessa, kuva B5-
16. Koska jäykkä päällysrakenne ta-
saa paremmin painumaeroja - vaikei
vähennäkään kokonaispainumia - pal-
velutaso laskee painumien johdosta
hitaammin kuin asfalttipäällysteel-
lä. Näin betonipäällyste tarjoaa
pitkästä iästään huolimatta parempaa
palvelutasoa myös painuvalla alus-
talla, kun molemmilla on samat poh-
janvahvistustoimenpiteet.

B 533 Painumat ja betonipäällyste eri maissa

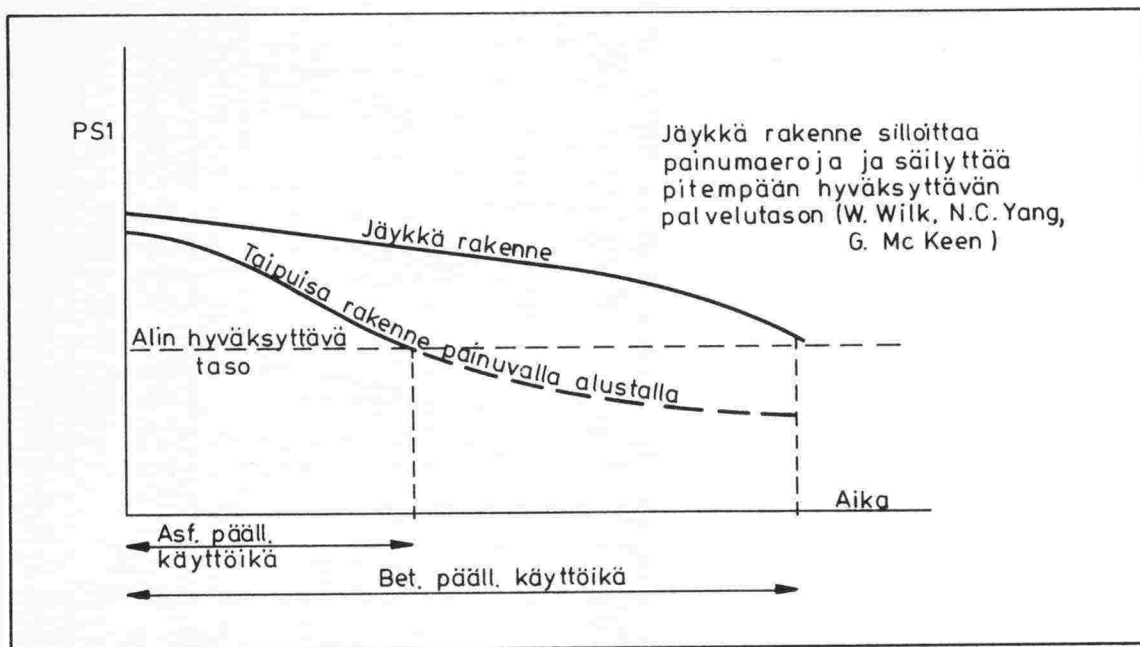
Betonipäällystettä pidetään tyypil-
lisesti kantavien pohjamaiden pääl-
lysteenä. Monissa maissa vältetään
betonipäällysteiden suunnittelua
painumavaaralliselle alueelle. Vuon-
na 1982 suoritettussa kansainvälises-
sä tiedustelussa /4/ vain Sveitsi ja

Hollanti osoittivat suunnitteluak-
tiivisuutta painuville betonipääl-
lysteille. Yleensä painumavaaralli-
sille pohjamaille ilmoitetaan valit-
tavan asfalttipäällyste. Englannissa
suositellaan jatkuvasti raudoitettua
betonilaattaa asfalttipäällysteise-
nä. Itävallassa jätetään pääteiden
korkeat penkereet väliaikaisesti as-
falttipäällysteisiksi. Penkereiden
tiivistettyä tehdään lopullinen be-
tonipäällyste muutaman vuoden kulut-
tua. Hollannissa lisätään betonilaa-
tan paksuutta painumavaarallisissa
kohdissa. /6,7/ Pelon aiheuttajana
vaikuttaa olevan sekä tielle mahdol-
lisesti tuleva epätasaisuus että
varsinkin päällystelaatan rikkoutu-
misriski. Betonipäällysteet tehdään
usein erittäin raskaan liikenteen
olosuhteisiin ja tällöin vähäisetkin
vauriot etenevät nopeasti ja aiheut-
tavat korjaustarvetta.

Torjuvan tai passiivisen suhtautumistavan tekee monissa maissa mahdolliseksi se, että painuvia pohjamaita on vähän, eikä painumattomien teiden politiikka niin ollen ole ylivoimainen, ei teknisesti, eikä taloudellisesti.

Sveitsissä on yli viidenkymmenen vuoden kokemus betonipäällysteistä painuvilla pohjamailla, kuva B5-17./9,10/ Vuosikymmenten aikana on toteutettu parikymmentä merkittävää projektia betonipäällysteisenä pehmeiköille, joissa yleensä on 2 - 8 m painuvaa turvetta. Usein turve on Sveitsissä jäänyt ikäänkuin linsseiksi kivennäismaalajien väliin. Betonipäällysteet ovat menestyneet näissä tapauksissa hyvin, enimmillään n. 20 cm luokkaa olevat painumat ovat tapahtuneet ilman merkittäviä korjauksia. Edellisten rohkaisemina on toteutettu taas seuraava ja siten on kerätty arvokasta kokemusta. Viimeisin merkittävä tällainen

hanke on 1970 valmistunut 7 km pituinen moottoritieosuus N3, Flums - Sargans. Tie suunniteltiin sandwich-rakenteena enimmillään 9 m turvepehmeiköille (vrt. kuva B5-7). Laatat ovat 21 cm paksuisia halkeamaraudoitettuja ja 6,25 m pituisia varustettuna saumateräksin. Tien kuntoa ja painumia on seurattu jatkuvasti, kuva B5-18, ja tuloksista on myös raportoitu useissa kansainvälisissä kongresseissa. Tieosalle on muodostunut yksi suurehko painuma (n. 45 cm 80 m matkalla), mistä huolimatta tien palvelutasoindeksi ilmoitetaan edelleen 3,8/5,0 ja tietä käytetään sotilaskoneiden varalaskupaikkana. Kuvissa B5-19 ja B5-20 painuma on kuvattu syksyllä 1987. /18/



KUVA B5-16. Painumien osuus tien palvelutason laskusta

Kantonsstrasse Quartino - Reazzino

Kanton Tessin Baujahr 1936



Neuaufbau 1:10

Bestehend 1:25

Plattenlänge: 10.00 m
 Plattenbreiten: 2 x 3.25 m Fahrbahnbreite: 6.50 m
 Abstand der Dilatationsfugen: 40.00 m
 Bewehrung: Armierung 3.20 kg/m² Netze —

Setzungsverhalten: lokale, bis 6 cm
 Plattenhebungen: 1 Stelle bei Durchlass (1951)
 Rissentwicklung: total 3 Felder nach 36 Jahren = 0.8 %

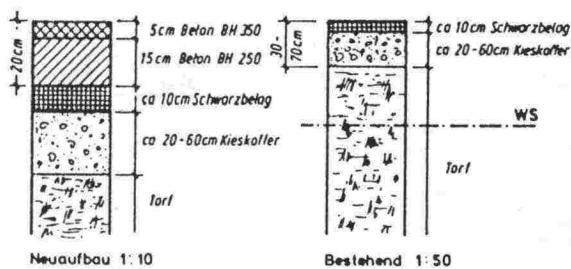
Schwarz - Aufschüttung: 3 Felder (1961)

Unterhaltskosten nach Ablauf der Garantiezeit:

1941 - 1951 0.28 Fr/m²; 1952 - 1960 0.37 Fr/m²;
 1961 - 1966 0.35 Fr/m²; 1967 - 1972 0.47 Fr/m².
 ± Fr 1.471 m² für 36 Jahre

Kantonsstrasse Freienbach-Pfäffikon

Kanton Schwyz Baujahr 1959



Neuaufbau 1:10

Bestehend 1:50

Plattenlänge: 7.50 m
 Plattenbreiten: 2 x 4.50 m Fahrbahnbreite: 9.00 m
 Abstand der Dilatationsfugen: 37.50 m
 Bewehrung: Armierung 1.06 kg/m² Netze 1.95 kg/m²

Setzungsverhalten: bis 1960, bergseitiger Strassenrand bis max. 6 cm
 Plattenhebungen: keine
 Rissentwicklung: bis 1972 4 Risse in 4 Platten von 162 = 2.5 %

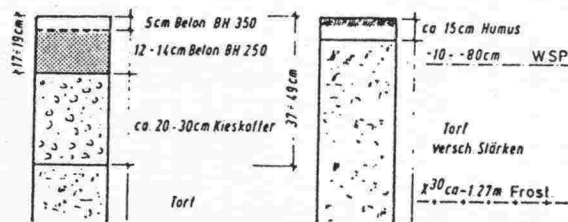
Abbruch: —

Unterhaltskosten nach Ablauf der Garantiezeit:

1962 - 1972: total Unterhalt 1305.- Fr. für 8'670 m²
 15 Rp/m² und Jahr. ± 15 Rp/m² in 10 Jahren

Staatsstrasse Höri - Riet. ZH

Baujahr 1951



Neuaufbau 1:10

Bestehend 1:20

Plattenlänge: 7.80 m
 Plattenbreiten: 2 x 3.00 m Fahrbahnbreite: 6.00 m
 Abstand der Dilatationsfugen: 31.20 m
 Bewehrung: Armierung 1.4 kg/m² Netze 1.5 kg/m²

Setzungsverhalten: Vertikalbewegung ± 2.5 cm/Jahr durch Frost
 Plattenhebungen: Keine
 Rissentwicklung: total 268 Felder, bis 1971 3 Felder

Abbruch wegen neuer Kreuzung: 1969 15 Felder
 1970 36

Unterhaltskosten nach Ablauf der Garantiezeit:

1951 - 1956 0 Rp/m²; 1956 - 1961 5 Rp/m²
 Total Unterhalt: 1250.- Fr. für 5875 m²
 ± Fr. -211 m² für 10 Jahre

N3 Flums - Heiligkreuz - Mels

Baujahr 1970



Neuaufbau

Bestehend

Plattenlänge: 7.50 und 6.25 m
 Plattenbreiten: 4 x 4.00 m Fahrbahnbreite: 2 x 8.00 m
 Abstand der Dilatationsfugen: Keine D-Fugen
 Bewehrung: Armierung 1.08 kg/m² Netze 1.5 kg/m²

Setzungsverhalten: 10.11.70 - 1.10.71 0.3 ÷ 2.2 cm Setzungen
 Plattenhebungen: Keine
 Rissentwicklung: Keine

Schwarz - Aufschüttung teilweise —
 " " total —

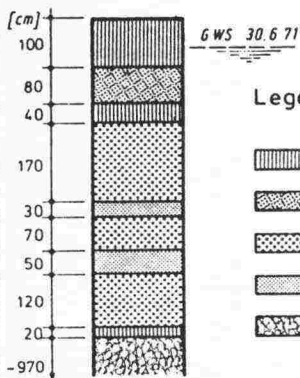
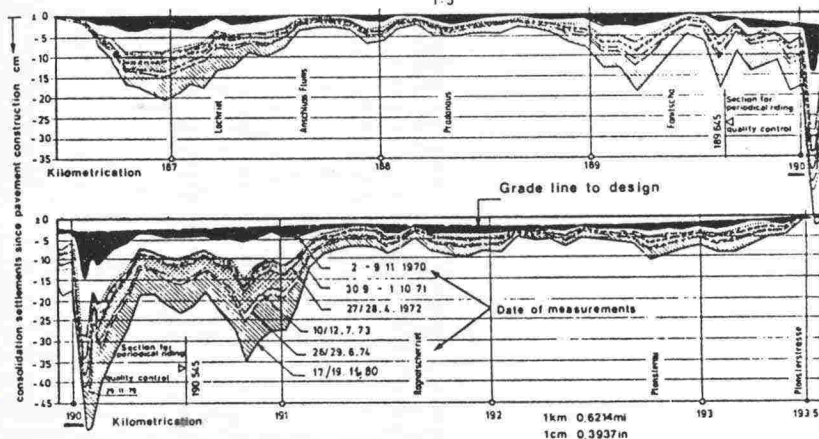
Unterhaltskosten nach Ablauf der Garantiezeit:

N3 Flums - Mels / Heiligkreuz

Alteration of the pavement surface level
due to settlements of the ground

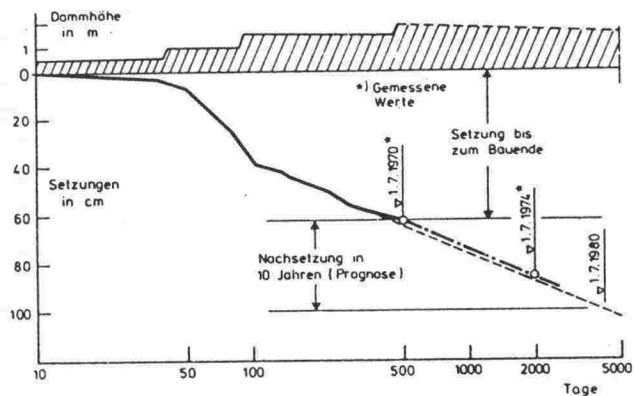
Scale
1:10 000
1:5

Opening to traffic November, 20, 1970



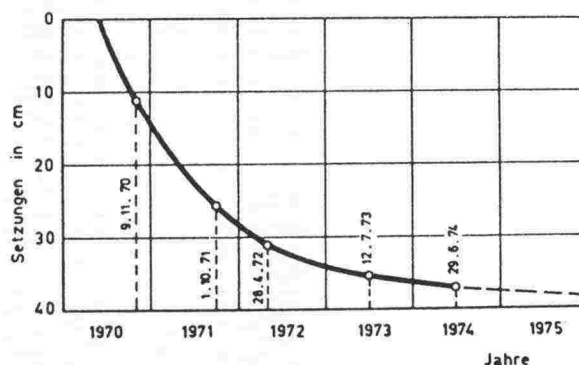
Legende :

- vorwiegend tonig-siltig
- leicht torfhaltig mit organischen Beimengungen
- Torf oder vorwiegend Torf
- stark torfhaltig
- vorwiegend kiesig/sandig



N3 Flums - Mels / Heiligkreuz

Fahrbahn - Setzungen, Fahrbahn Chur - Zürich, km 190.050



KUVA B5-18. N3 Flums-Sargaus
betonitien painumamittaukset,
Sveitsi /9/



KUVA B5-19. N3 Flums - Sargaus,
Sveitsi, betonipäällysteen
painuma (45 cm) kuvattuna 1987



KUVA B5-20. N3 Flums - Sargaus,
yleiskuva 1970 rakennetusta
painuvasta tiepenkereestä
Sveitsissä. Betonipäällyste
moitteettomassa kunnossa v. 1987

Ranskassa betonipäällysteiltä edellytetään painumatonta alustaa. Päällysteet valetaan maabetonialustalle ilman saumateräksiä. Kun painumia sattuu, niiden on todettu heijastuvan helposti saumavaurioina tienpintaan. Tällainen vaurio sattui Pohjois-Ranskassa valtatiellä A 25, kuva B5-21. Kyseessä on kuonasta tehty korkea pengkeri, johon on yllättäen tullut differentiaalista, sinänsä vähäistä painumaa, joka pian rakentamisen jälkeen aiheutti pykälää saumoihin. Tie on korjattu onnistuneesti yhtenäisellä jyrksinnällä ja sirotepintauksella.

Hollannista on raportoitu jopa 35 cm painumista 30 m matkalla ilman päällystehalkeamia. Painuvia betonipäällysteitä suunnitellaan pääosissa vain alempiluokkaisille teille.

Suomessa vuosina 1958-59 rakennettu Ylikylä - Parainen - betonitie toteutettiin painumisen kannalta erittäin vaikeaan maastoon ja käytännössä ilman pohjanvahvistustoimenpiteitä. 12,5 km pituinen tie ylittää lukuisia merenrantapehmeiköitä suhteellisen korkeilla maavaraisilla penkereillä. Paalutettujen rumpujen kohdalla jouduttiin suorittamaan pian rakentamisen jälkeen laattojen uusimisia jyrkkien painumaerojen takia. Lyhyitä osuuksia uusittiin asfalttipäällysteisinä samasta syystä. Muuten betonipäällyste on säilyttänyt hyvin palvelutasonsa painumista huolimatta, mikä on nähtävissä edelleen, kuva B5-22, vaikka koko tieosalla onkin vuodesta 1984 asfalttipinta.

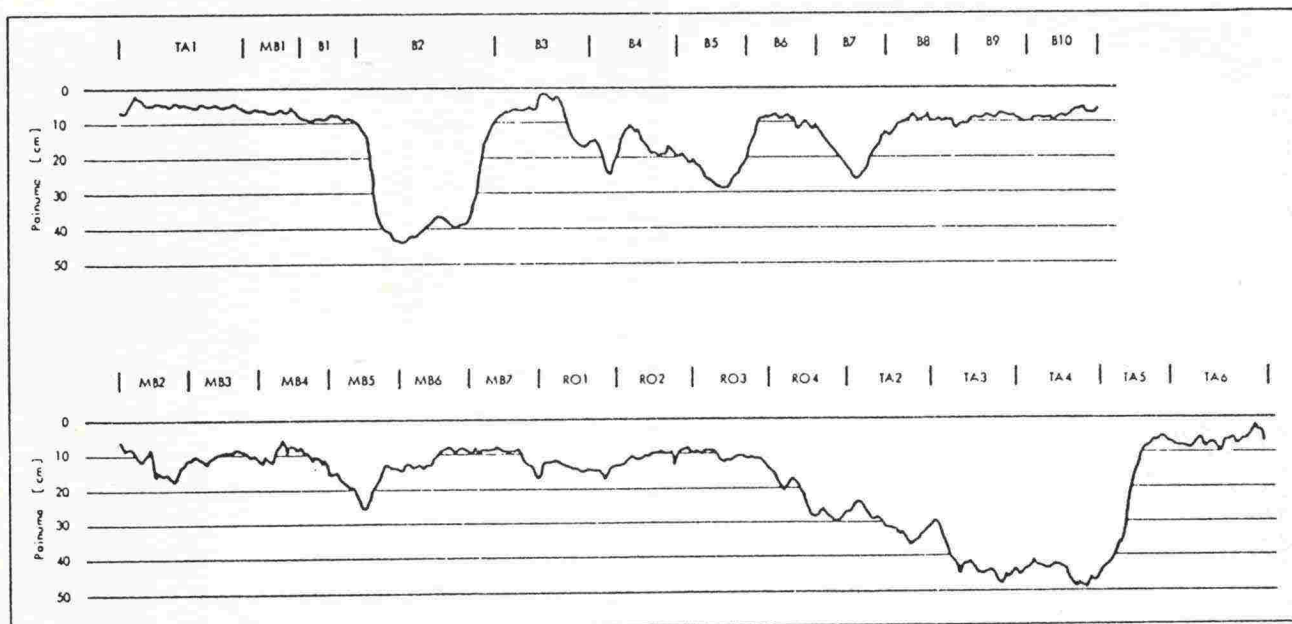
Palojärvi - Olkkola koetie /16, 17/ rakennettiin v. 1973 1 - 2 m penkereelle lähes kokonaan kuivakuorisaven varaan syvälle pehmeikölle, jonka muodostivat liHAVAN kerrallisen saven kerrostumat. Rakentamisen jälkeen tiellä alkoi esiintyä odottamattoman suurta painumaa, Neljässä vuodessa tiehen tuli jopa 40 - 50 cm suuruisia painumia, kuva B5-23. Painumat olivat erityisen suuria syväasfaltti- ja betoniosuuksilla. Koetien seurantaraportti /16/ toteaa painumista, että betoniosuuden painumat eivät juuri häiritse ajomukavuutta, sillä ne ovat suhteellisen loivia ja laaja-alaisia. Betonipäällysteen ajomukavuuden säilyminen johtuu raportin mukaan siitä, että "jäykkä päällyste tasoittaa pohjamaan epätasaisesta painumisesta aiheutuvia heittoa, jotka erityisesti syväasfalttialueilla ovat heikentäneet ajomukavuutta". Vuonna 1978 koetie tasattiin ja päällystettiin uudelleen betonipäällysteosuuksia lukuunottamatta. Myöhemmin on myös betoniosuudet jouduttu tasaamaan ja päällystämään asfaltilla, sillä painumisen edelleen jatkuessa, kuva B5-24 (jopa 80 cm painumia mitattiin alle sadan metrin matkalla) betonipäällyste menetti poikkikaltevuutensa ja lätäköityi. Varsinkin keski-saumoihin tuli myös murtumia laattojen kääntyessä toisiinsa nähden.



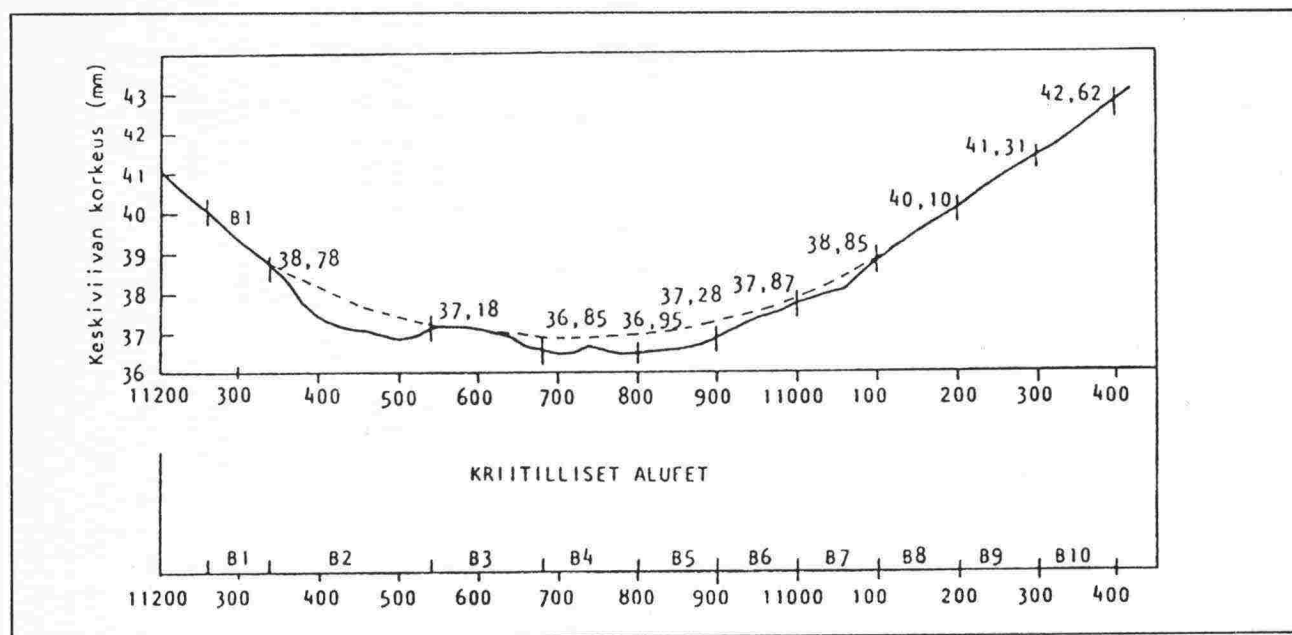
KUVA B5-21. Penkereen tiivistymisen
takia vaurioitunut betonipäällyste
Ranskassa; kunnostettu jyrsinnällä
ja sirotepintauksella (valok. JR/87)



KUVA B5-22. Painumia Paraistentiellä
(betonipäällyste 1959, asfalttipinta-
us 1984)



KUVA B5-23. Palojärvi - Olkkala
koetien painuma syksystä 1973
syksyyn 1977 /16, 17/



KUVA B5-24. Palojärvi - Olkkala
koetien keskiviivan korkeusasema
1973 ja 1984 (jolloin painumat
tasattiin asfaltilla) /16, 17/

B 534 Suunnittelun avainkohdat

Jouduttaessa suunnittelemaan betonipäällysteitä painuville alustoille pidetään Suomessa lähtökohtana uutta betonipäällysteiden suunnitteluohjetta /14/, jonka painumia koskevan osan oleelliset ohjearvot ovat seuraavat:

- kokonaispainuma käyttöiän aikana enintään 250 mm
- pituuskaltevuuden muutos käyttöiän aikana enintään 5 o/oo
- sivukaltevuuden muutos käyttöiän aikana enintään 10 o/oo
- painumisnopeus käyttöiän alussa enintään 30 mm/v
- penkereen varmuuskerroin sortumista vastaan 1,7...1,8

Ohjearvojen olemassaolo on välttämätöntä, jotta päästään hallittuun suunnittelukäytäntöön. Numeroarvoiltaan edelläesitetyt ohjearvot ovat kuitenkin hyvin varovaisia. Kokonaispainuman suuruus sekä pituus- ja sivukaltevuuden muutokset voisivat ajomukavuuden kärsimättä olla merkittävästi suurempia. Sivukaltevuuden muuttumisessa on tärkeitä vain, että veden virtausolosuhteet säilyvät hyvinä. Ohjearvot onkin lupa ymmärtää suuntaa-antavina ja hankekohtaisessa suunnittelussa niistä voidaan poiketa, jos perusteltuja näkökohtia on käytettävissä.

Milloin tielinjan ja tasauksen soveltamisella ei suunnittelukohteen maaperäolosuhteissa päästä käytettyjen ohjearvojen osoittamaan tilanteeseen, suunnitellaan pohjanvahvistustoimenpiteet vakavuuden nostamiseksi sekä kokonaispainuman ja kaltevuuserojen rajoittamiseksi. Kun näin menetellään, voidaan otaksua, ettei painuminen lyhennä betonipäällysteen tehokasta ikää eikä alenna sen palvelutasoa.

Pohjanvahvistustoimenpiteitten lisäksi on koko päällysrakenteen suunnitteleminen mahdollisimman jäykäksi ja paksuudeltaan yhtenäiseksi tärkeätä. Maabetonikerrosta jakavan kerroksen alaosaan voidaan suositella.

Itse päällystelaatan suunnittelulla voidaan myös ennaltaehkäistä painumisesta aiheutuvia vaurioitumisriskejä:

- käytetään lyhyitä laattoja (4,5 - 6,0 m)
- käytetään saumateräksiä (ulkomailla usein myös raudoitusta laatassa)
- käytetään kokoonpuristuvia saumanmuodostajia laatan alapinnassa
- sahataan leveähköt saumat (yli 10 mm, myös pituussaumoihin) ja käytetään saumamassaa

Tämä laatan suunnitteluperiaate vastaa normaalia suunnittelua Suomen oloissa, painumariski ei siten vaikuta oleellisesti laatan mitoituksiin.

Jos halutaan erityisesti varmistua, ettei rakentamisen jälkeisinä vuosina betonipäällysteeseen tule haitallisia painumia esimerkiksi rakentamisvirheen tms. syyn takia, suunnitellaan betonipäällysteen alustaksi asfalttikerros. Tie voidaan pitää liikenteellä asfalttipäällysteisenä ja varmistaa painumatilanne mittauksilla.

Ja jos betonipäällysteeseen kaikista huolimatta tulee vuosien kuluessa painumaa, korjaustoimiin ryhdytään vasta kun painuma on liikenteelle haitallinen. Lopullinen korjaus tehdään nostamalla tai uusimalla painuneet laatat, painumisen jatkuessa betonipäällystettä korjataan tilapäisesti asfaltilla.

B 54 YHTEENVETO

Tien pintaan syntyy epätasaisuutta monista syistä, tiepenkereen jälki-
tiivistymisestä, routimisesta, päällysrakenteen väsymisestä, päällysteen kulumisesta tai pohjamaan painumisesta. Painuminen on aina riski sekä palvelutasolla että rakenteen kestävyydelle. Rakenneratkaisuilla ja huolellisella rakentamisella voidaan hallita pääosa näistä riskeistä. Pohjamaan painumisesta johtuvia riskejä hallitaan määrittelemällä tieluokittain sallitut painumat ja painumaerot ja suorittamalla tarvittavat pohjanvahvistustoimenpiteet. Päällystetyypillä ei ole vaikutusta konsolidaatiopainuman suuruuteen eikä painumisnopeuteen, mutta betonipäällyste tasaa paremmin paikallisia painumaeroja. Rakenteellisesti asfalttipäällyste kestää murtumatta suurempia painumaeroja kuin betonipäällyste, mutta molemmat kestävät enemmän kuin liikenteellisen palvelutason kannalta voidaan yleensä sallia. Betonipäällysteen pitkä käyttöikä aiheuttaa sen, että painumia ehtii tapahtua enemmän kuin asfalttipäällysteillä - joiden käyttöikä on lyhyempi ja joita voidaan muutenkin helpommin korjata. Jos betonipäällysteen painumakorjaukset sallitaan tehtäväksi asfalttipintauksina, ei päällystetyyppien geoteknisessä suunnittelussa tarvitse olla eroja, mutta muussa tapauksessa on pitempi käyttöikä huomioitava parempina pohjanvahvistuksina.

Suomessa on hyvä kokemus tiepenkereiden suunnittelemisesta painuville pohjamaille. Tätä kokemusta hyväksikäyttäen voidaan myös betonipäällysteitä rakentaa luotettavasti painuviin olosuhteisiin ja hyödyntää betonipäällysteen painumaeroja tasaava ominaisuus tien hyvänä tasaisuutena.

OSA B 5 BETONIPÄÄLLYSTE PAINUVALLA ALUSTALLA
- Concrete Roads on Weak and Compressible
Soils

KIRJALLISUUSLUETTELO - REFERENCES

1. Design of functional Pavements, Nai C Yang, Mc Graw-Hill Book Company, New York 1972
2. Cement Concrete Pavements on soft soils sensitive to differential Settlements, W Wilk, 2nd Int. Conf. on Concrete Roads, Purdue, USA 1981
3. Design of Concrete Pavements on weak and compressible soils, W Wilk, P.I.A.R.C. committee on Concrete Roads, Sydney 1983
4. Swiss National report for Sydney congress, W Wilk, Willdeg 1972
5. Betonbeläge auf wenig tragfähigem und setzungsempfindlichem Baugrund, Linus B Fetz, Die Autostrasse no 3, 1977
6. Betondikte bij ongelijkmatige zetting van de ondergrond, E Vos, Wegen, juni 1984 (Holl.)
7. Thickness Design of plain Cement Concrete Pavements on soils sensitive to differential settlements, E. vos, Int. Conf. on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue, USA 1985
8. Consolidation of soft soils, Rolf Larsson, SGI Rapport 29, Linköping 1986
9. Betonstrassen, Mitteilungsblatt der Betonstrassen AG, Wildeg Nr 84, 85 1970, Nr 86, 87 1971, Nr 110 1977
10. Betonstrassen AG 50 Jahre, 1929 - 1979, eine Festschrift, Wildeg 1980
11. Maanrakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osa IV, Tvh 2.660, Helsinki 1970
12. Geotekniikka, Rantamäki, Jääskeläinen, Tamminrinne, Otakustantamo 464, Espoo
13. Katurakenteen mitoituksen kehittäminen, Kaupunkiliiton julkaisu 384, Helsinki 1987.
14. Betonipäällysteiden suunnitteluohjeet, ehdotus, Suomen Betoniyhdistys 1988
15. Tien rakenteen parantaminen, suunnitteluohje, Tvh 722336, 1980

16. Palojärvi - Olkkola koetie, yhteenveto
1973...78, VTT tutkimusselostus 161, Espoo
1979
17. Palojärvi - Olkkola koetien betonipäällysteen
loppuraportti, VTT, tutkimusselostus 476, Es-
poo 1985
18. Matkaselostus syksyllä 1987 Keski-Eurooppaan
tehdyltä opintomatkalta, J Rahiala 1987
19. Matkaselostus syksyllä 1987 Yhdysvaltoihin ja
Kanadaan tehdyltä opintomatkalta, J Rahiala
1987

OSA C

JOHTOPÄÄTÖKSET JA
SUOSITUKSET

OSA C
JOHTOPÄÄTÖKSET JA SUOSITUKSET
- CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

SISÄLLYSLUETTELO

Sivu

C 1	JOHTOPÄÄTÖKSET	265
C 11	Johtopäätöksiä maabetonin käytöstä tierakenteen kantavuuden parantamisessa	265
C 12	Johtopäätöksiä betonipäällysteen tekni- sistä ja taloudellisista käyttöedelly- tyksistä Suomessa	266
C 13	Sitomaton, taipuisa vai jäykkä rakenne	268
C 2	SUOSITUKSET	271

OSA C

JOHTOPÄÄTÖKSET JA SUOSITUKSET

- Conclusions and Recommendations

Tutkimuksessa on selvitetty tuoreimman kotimaisen ja ulkomaisen kokemuksen pohjalta sementillä sidottujen tierakenteiden soveltuvuutta Suomen liikenne-, maaperä- ja ilmastoloihin. Esille tullut aineisto on jäsennelty raporttiin niin, että tietämys maabetonin ja betonipäällysteen tarjoamista mahdollisuuksista ja rajoituksista voisi levitä entistä laajempiin piireihin. Kunkin edelläolevan osan (A, B1...B5) yhteenvedokohdassa on esitetty yleiskuva aiheesta sekä tutkimus- ja kehittämistarpeita. Johtopäätösten teko jää varsinaisesti lukijan tehtäväksi. Seuraavassa esitetään kuitenkin raportin tekijän käsityksiä siitä, mihin johtopäätöksiin ja suosituksiin tehdyt selvitykset antavat aihetta.

C 1

JOHTOPÄÄTÖKSET

C 11 Johtopäätöksiä maabetonin käytöstä tie- ja katurakenteen kantavuuden parantamisessa

Kohdassa A 11 esitetyn yhteenvedon perusteella voidaan tehdä seuraavat johtopäätökset:

- maabetonin käytöstä asfalttipäällysteisten teiden ja katujen jakavana ja kantavana kerroksena on saatu hyviä kokemuksia. Laajasta mielenkiinnosta voidaan päätellä, että käyttö tulee lisääntymään merkittävästi 1990-luvulla kaikkialla maailmassa.
- maabetonille tunnusomaista heijastushalkeilua ja muita riskejä on opittu hallitsemaan. Tämä on merkinnyt entistä tiukempia vaatimuksia maabetonin kiviainekselle, suhteitukselle ja rakentamiselle.
- asemasekoitus- ja paikallasekoitusmenetelmää on syytä käyttää ja kehittää rinta rinnan ja päätellä kokemuksen perusteella kummankin menetelmän sopivimmat käyttökohteet Suomen oloissa. Suomessa on saatu aivan viime vuosina

hyviä kokemuksia tehokkaalla erikoiskalustolla tehdyistä paikallasekoitustöistä. Ulkomailla vaaditaan yleisesti kantavan kerroksen maabetoni tehtäväksi asemasekoitusmenetelmällä.

- kylmillä alueilla - Pohjoismaissa ja Pohjois-Amerikassa - on saatu myös kielteisiä kokemuksia maabetonista, minkä vuoksi käyttö on ollut vähäistä. Syynä vaurioihin on useimmiten ollut puutteellinen routasuojaus. Tässä raportissa käsitellyn aineiston perusteella voidaan jakavaan ja kantavaan kerrokseen mitoittettavaa maabetonikerrosta pitää hyvinkin sopivana Suomen oloihin. Lähtöedellytyksinä on kuitenkin korostettava:

- rakenteen hyvää kuivatusta
- riittävää routasuojausta
- alustan riittävää kantavuutta
- maabetonin pakkaskestävyyttä
- riittävää asfaltin paksuutta heijastushalkeilun kurissapitämiseksi silloin kun päällyste tulee suoraan maabetonin päälle

- maabetonin hintakilpailukyky edellyttää, että suunnittelussa arvioidaan maabetonilla aikaansaattavaa hyvää kantavuutta ja pitkää kestoikää ja että maabetonin käyttö pääsee vaikuttamaan muiden rakennekerrosten materiaalivalintoihin. Tällöin maabetonin käyttö osoittautuu edullisimmaksi tavaksi nostaa raskaasti liikennöityjen teiden ja katujen kantavuutta ja vähentää niiden deformaatiota.

- C 12 Johtopäätöksiä betonipäällysteen teknisistä ja taloudellisista käyttöedellytyksistä Suomessa

Betonipäällysteitä on käsitelty edellä kohdissa B1...B5. Näiden osaraporttien lopussa olevat yhteenvedot ja muu aineisto antavat aiheen seuraaviin johtopäätöksiin:

- (OSA B 1) Betonipäällysteen rakentamismenetelmät ja kalusto ovat kehittyneet erittäin nopeasti ja tehneet mahdolliseksi betonipäällysteen entistä joustavamman käytön ja tehokkaamman tuotannon. Modernin liukuvalukaluston tuntomerkkejä ovat:

- automaattinen saumaterästen asennus
- taittuva palkki
- mahdollisuus laattarau-doituksen asentamiseen
- mahdollisuus portaatto-maan leveyden ja pak-suuden muutokseen
- laserohjattu korkeus-aseman säätö

Uudella kalustolla betonipäällystetä voidaan rakentaa entistä joustavammin esim. yksiajorataiselle tielle, liittymiin, rampeihin jne.

- (OSA B 1) Rakennustyön onnistuminen on ratkaisevan tärkeää betonipäällysteen palvelutasolle ja rakenteelliselle kestävyydelle. Onnistuminen edellyttää paitsi hyvää kalustoa ja hyviä materiaaleja, myös erikoisammattitaidon omaavaa työryhmää. Näissä tekijöissä on ollut pahoja puutteita aina, kun Suomessa on rakennettu betonipäällysteitä viime vuosina. Kansainvälinen urakointi olisi alkuvaiheessa luonteva tapa varmistaa rakennustyön korkea laatu.

- (OSA B 2) Betonipäällysteen korjaamiseen ja kunnostamiseen on 1980-luvulla kehitetty kattavat menetelmät ja välineet. Myös kulumaurien korjaamiseen löytyy useita menetelmiä. Näistä urautuneen päällysteen tasoitussyrsintä on käyttökelpoisin korjaustapa. Suomesta puuttuu kui-

tenkin tuntuma korjaus- ja kunnostusmenetelmiin. Senvuoksi oman korjauskäsikirjan laatiminen ja ohjatut korjausprojektit ovat tarpeen.

Betonipäällysteen kunnossapidossa on varauduttava saumamassojen vaihtamiseen n. 5 vuoden välein, sekä urakuluman korjaamiseen jyrsimällä kaikkein vilkkaimmin liikennöidyillä teillä. Muu kunnostustarve riippuu suuresti siitä, miten hyvin rakennustyö on onnistunut.

Betonipäällysteen iäksi muodostuu hyvinkin 35-40 vuotta, kun käyttöiän aikana varaudutaan yhteen merkittävämpään kunnostushankkeeseen. Käyttöiän lopussa vanha päällyste jätetään joko sellaisenaan tai murskattuna uuden päällysteen alustaksi.

- (OSA B 2) Korjaustöihin liittyvä liikenteen hoito on suuresti helpotunut nopeasti lujittuvien betonimassojen ansiosta. Tarvittaessa voidaan korjaukset suorittaa niin, että korjattu kohta otetaan liikenteelle vain muutamien tuntien kulu-tua valusta.

- (OSA B 3) Päällysteiden nastarengaskulumisessa on kiviainesten kulumiskestävyys avainasemassa. Betonipäällysteen kulumisessa on betonin lujuus toinen ratkaiseva tekijä. Jos päällystebetonin lujuus on K25...K35 tasoa, ei betonin ja asfaltin urautumisessa ole oleellista eroa. Mutta betonin lujuuden noustessa K60...K70 -tasolle, saavuttaa betoni 2.5...3.5 kertaisen kestävyuden samoista kiviaineksista tehtyyn asfalttiin verrattuna. Suoritetussa kokeessa oli betonin kulumiskestävyys myös kumi-bitumipäällysteeseen verrattuna kaksinkertainen. Kulumiserot ovat niin suuria, että ne kehottavat valamaan parhaat kiviainekset betonipäällysteeksi niillä teillä, joilla asfaltin tiheästi toistuvat urakorjaukset ovat muodostuneet ongelmaksi. Pidentään betonin ja lujan kiviaineksen käyttö urakorjausvälejä nykyisestäään moninkertaisiksi. Betonipäällysteen urakorjaustarve tulee näinollen esiin vain kaikkein vilkkaimmin liikennöidyillä teillä ja se on tehtävissä kohtuullisin kustannuksin tasoitussyrsintänä.

- (OSA B 4) Tien routasuojaus tehdään kevätkantavuus- ja routanousuerojen tasoittamiseksi. Tien luokka ja nopeustaso määrää sen, miten tiukat vaatimukset kantavuus- ja routanousueroille asetetaan. Betonipäällyste tasaa hyvin kantavuuseroja eikä routasuojauskerroksia tarvittaisi tätä varten. Mutta betonipäällysteen tasaisuuden ja palvelutason säilyminen edellyttää, että routanousuerot tasataan päällysrakennekerroksilla aivan vastaavasti kuin asfalttipäällysteisillä teillä. Tästä periaatteesta tinkiminen on johtanut ajan mittaan tasaisuuden huononemiseen ja muihin vaurioihin muun muassa Yhdysvaltain kylmillä alueilla moottoriteillä.

Toisaalta betonipäällysteeltä ei tulisi vaatia paksumpia routasuojauskerroksia kuin asfalttipäällysteiltä, koska betonipäällyste (varsinkin Suomessa käytetty lyhytlaattainen, saumateräksin varustettu päällyste) kestää kyllä rakenteellisesti vaurioitumatta ne muodonmuutokset, jotka routanoususta saattaa aiheutua suomalaisen mitoituskäytännön mukaan mitoitettaessa.

- (OSA B 5) Kun tiepenger perustetaan pehmeiden maakerrosten varaan syntyy ajan oloon painumaa ja painumaeroja, jotka huonontavat tasaisuutta ja pienentävät poikkikaltevuutta. Pitkän kestoian vuoksi betonipäällysteelle painumaa ehtii syntyä enemmän ja ne saattavat vaatia tien palvelutason takia korjauksia. Jos nämä korjaukset tyydytään tekemään asfaltilla, ei eri päällystetyyppien käytössä tarvitse olla eroja painuvilla pohjamailla. Yleensä kuitenkin lähdetään siitä, että betonipäällysteen tulee säilyttää liikenteellinen palvelutasonsa koko pitkän kestoikänsä ajan ilman korjauksia. Tämä edellyttää painuville pohjamaille rakennettaessa pohjanvahvistustoimenpiteitä painumaerojen tasaamiseksi ja painumien nopeuttamiseksi.

Pääteillä asettaa tien luokka vastaavat vaatimukset geotekniselle suunnittelulle eikä betonipäällysteen käytöstä aiheudu lisäkustannuksia. Alempiluokkaisilla teillä sen sijaan syntyy pohjanvahvistustoimen-

piteistä lisäkustannuksia, jos myöhemmiltä painumakorjauksilta halutaan välttyä.

- Suomen liikenne-, ilmasto- ja maaperäolosuhteisiin on raudoittamaton, lyhytlaattainen, saumateräksin varustettu betonipäällyste sopivin tyyppi tavanomaisista betonipäällysteistä. Uutena ratkaisuna tulisi tutkia asfalttipinnoitettua jyräbetoni- tai betonipäällystettä. Tällainen vaihtoehto on mukana ainakin Espanjan, Englannin ja Kanadan tie-normeissa. Meillä se saattaisi olla edullinen ratkaisu kaikkiin raskaaimin liikennöidyillä tai painumaväärallisilla tieosuuksilla. Asfalttipinnoitteen käyttö pienentää betonilaatan paksuutta, vähentää tasaisuusvaatimusta ja jyräbetonia käytettäessä nopeuttaa liikenteelle ottoa; samalla kaikki betonipäällysteen rakenteelliset edut säilyvät.

- Yleisesti voidaan käsitellyn aiheiston pohjalta todeta, että betonipäällysteen käytölle on olemassa hyvät tekniset edellytykset myös Suomen oloissa. Kylmä ilmasto asettaa tienrakennukselle erityisvaatimuksia, mutta niitä on täällä opittu ratkaisemaan eikä betonipäällyste muuta näitä ratkaisuja merkittävästi. Sekä teknisesti että taloudellisesti betonipäällysteen luontevinta käyttöaluetta Suomessa ovat päätiät ja -kadut tai muut raskaasti liikennöidyt väylät. Tällaisten väylien rakenteessa on eniten kysyntää betonipäällysteen kantavuudelle, deformaattomuudelle, kulumiskestävyydelle ja pitkäikäisyydelle.

- Hinnaltaan betonipäällyste ei pysty kilpailemaan sitomattomien päällysrakennekerrosten kanssa. Sensijaan päteiden ja -katujen sidotuisissa päällysrakenteen yläosissa on betonipäällyste jo lähtöhinnaltaan kilpailukykyinen. Ja elinikäiskustannusten laskeminen parantaa yleensä aina betonipäällysteen kilpailuasemaa pienempien kunnossapitokustannusten takia.

C 13 Sitomaton, taipuisa, vai jäykkä päällysrakenne?

Suunnittelijalle tai päätöksentekijälle päällysrakennetyypin valinta ei saisi olla itsestäänselvyys eikä yksinkertaistettu joko/tai -tehtävä, vaan monipuolisen vertailun ja harkinnan tulosta. Tässä raportissa on tarkasteltu sementillä sidottujen rakenteiden käyttöön liittyviä tekijöitä, ja niistäkin vain muutamia erityisesti valittuja kysymyksiä. Kun laajempaan eri rakennetyyppien vertailuun Suomen oloissa ei ole tässä yhteydessä mahdollisuutta, esitetään oheisissa taulukoissa C-1 ja C-2 sellaisenaan äskettäin julkaistu keski-eurooppalainen suositus vertailun suorittamisesta. Taulukko C-1 tutkii teknisiä ja taulukko C-2 talous- ja teollisuuspoliittisia näkökohtia. Tarkastelu on periaatteellinen ja karkea eikä ehkä joka kohdaltaan sovellu Suomen tilanteeseen, mutta ajankohtaisena se on mielenkiintoinen ja rohkaistaa suomalaisia suunnittelijoita ja päätöksentekijöitä suorittamaan entistä monipuolisempia tarkasteluja päällyste- ja rakennetyyppejä valitessaan.

Suomessa monet tekijät ovat suosineet sitomattomien tierakenteiden käyttöä: Tällaisia ovat ainakin:

- harjukiviainesten suhteellisen hyvä saatavuus
- terveet, lujat kiviainekset
- ilmaston vaatima paksu, routimaton rakenne
- ei tiukkoja ympäristövaatimuksia (läjitys kieltoja, materiaalien kierrätyspakkoja tms.)
- ei teollisuuden jätevuoria, jotka olisi 'haudattava' tierakenteisiin
- kohtuullinen liikennesäätös

Kaikkien kehittyneiden maiden tavoin myös Suomessa lisääntyy sidottujen rakenteiden käyttö sitä mukaa, kun

- raskaan liikenteen määrä kasvaa
- ajoneuvojen akseli- ja yksikköpainot kasvavat
- rakennetun tieverkon vahvistamistarve lisääntyy
- ympäristövaatimukset materiaalien käytölle tiukkenevat

Sementillä sitominen ei ole ainoa - eikä aina oikea - tapa sitoa tien päällysrakennekerroksia. Mutta edellä olevan mukaan maabetonin ja betonipäällysteen käytölle on olemassa sekä edellytykset että perusteltua käyttöalaa. Omat suomalaiset vertailuperiaatteet sekä suunnittelu- ja rakentamiskäytäntö on syytä hioa uusien toteutuvien tie- ja katuhankeiden yhteydessä.

TAULUKKO C-1. TAIPUISA, JÄYKKÄ VAI SEKARAKENNE;
Myönteiset (+) ja kielteiset (-) tekijät
rakennetyyppien teknisessä vertailussa

(Lähde: Methodology for the Selection of Road Pavement
Construction Techniques, TEM-Project, UNDP, Paris 1985)

RAKENNETYYPPI	TAIPUISA RAKENNE			SEKARAKENNE			JÄYKKÄ RAK.	HUOMAUTUKSET
Rakenne: Päällyste Kantava Jakava	Asf. Sitomaton Sitomaton	Asf. Bit.sidottu Sitomaton	Asf. Bit.sidottu Bit.sidottu	Asf. Maabetoni Sitomaton	Asf. Maabetoni Maabetoni	Asf. Bit.sidottu Maabetoni	Betoni Maabetoni	- vain suurilla liikennemäärillä
LIIKENNE: - raskas liikenne päivässä yhtä kaistaa kohti avaamisvuonna - akselipaino 13 t 10 t < 40 < 100 40...100 100...300 100...700 300...2000 > 700 > 2000	 ++ + - --	 - + - --	 -- -- + ++	 + - - --	 - + ++ -	 -- -- + ++	 + - - ++	- jäykät ja sekarakenteet ovat arkoja suunniteltua suuremmille ylikuormille; toisaalta odotettavissa olevat ylikuormat voidaan aina ottaa paksuudessa huomioon. - alhainen avaamisvuoden liikenne ja korkea kasvu-% suosivat sitomattomien kerrosten käyttöä.
POHJAMAA: GBR > 20 eritt. hyvä kantavuus 6...20 keskinkert. " < 6 alhainen " painumavaara	 ++ - -- ++	 ++ + - +	 - + - -	 + - -- -	 - + ++ --	 + + + --	 - + ++ --	- hyvä pohjamaan kantavuus suosii taipuisaa rakennetta - jäykkää rakennetta ei yleensä suositella painuvalle pohjamaalle
ILMASTO: Korkea lämpötila Ankara kylmyys Runsas sademäärä Suolan käyttö	 - -- - -	 -- + -	 -- + ++ -	 ++ + + -	 ++ ++ ++ -	 -- + ++ -	 ++ ++ ++ ++	- urautumisvaara suurempi ylämäissä - rakenteet, jotka jakavat kuormia tehokkaasti eivät ole herkkiä kevätkantavuuden alenemiselle - suolan käyttö lisää päällysteeseen kosteutta, mikä on haitaksi bitumisille rakenteille

TAULUKKO C-2. TAIPUISA, JÄYKKÄ VAI SEKARAKENNE;
Myönteiset (+) ja kielteiset (-) tekijät
talous- ja teollisuuspoliittisessa vertailussa

(Lähde: Methodology for the Selection of Road Pavement
Construction Techniques, TEM-Project, UNDP, Paris 1985)

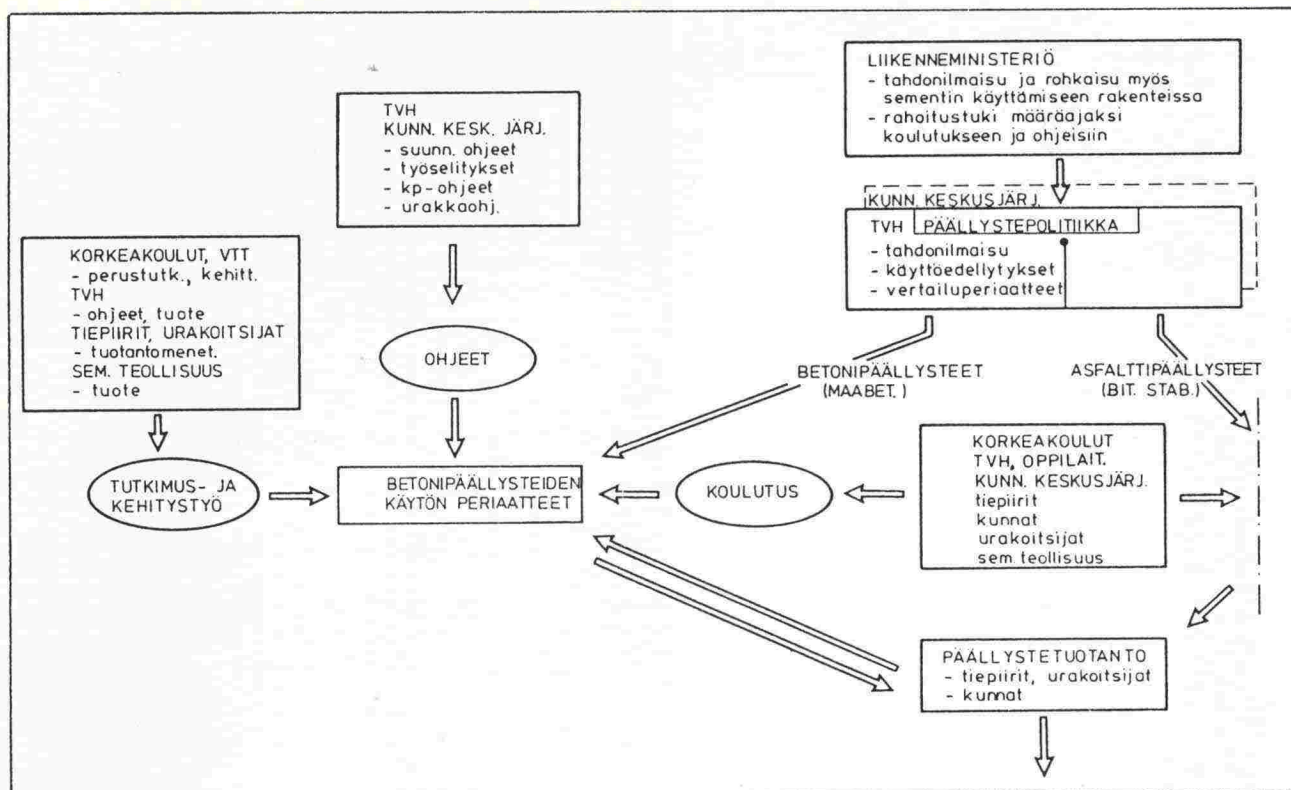
RAKENNETYYPPI	TAIPUISA RAKENNE			SEKARAKENNE			JÄYKKÄ RAK.	HUOMAUTUKSET
Rakenne: Päällyste Kantava Jakava	Asf. Sitomaton Sitomaton	Asf. Bit.sidottu Sitomaton	Asf. Bit.sidottu Bit.sidottu	Asf. Maabetoni Sitomaton	Asf. Maabetoni Maabetoni	Asf. Bit.sidottu Maabetoni	Betoni Maabetoni	- vain suurilla liikennemäärillä
Rajoitetut taloudelliset resurssit ja/tai korkea disk.korko	+	+	+	-	-	-	- -	- bitumiset rakenteet suosivat vaihteittain rakentamista - lyhyet työosuudet eivät suosi betonipäällystettä
Kunnossapitotoimenpitei- den aiheuttaman liikenne- haitan huomioon ottaminen (ajoneuvo- ja aikakust.)	-	+	+	-	-	+	+	- tämä tekijä on tutkittava huolellisesti ottamalla huo- mioon liikennemäärä, kunnostus- suunnitelmat ja ajan arvo liikenteessä
Käyttämättömien kuona- ja lentotuhkavarastojen olemassaolo	-	-	- -	+	+	+	+	- edellytyksenä on päätös toteuttaa sopivaa tuotanto- strategiaa - betonissa voidaan käyttää halpoja sementtejä, joissa klinkkerin osuus on alhainen
Tiebitumin huono saatavuus	-	-	- -	+	+	-	+	- tämä ongelma liittyy kaupan tasapainoon, jos bitumi on tuontitavaraa
Murskattavan kiviaineksen huono saatavuus	- -	-	-	+	+	-	+	- tämä tekijä suosii rakenteita, joissa tarvitaan vähemmän murskattuja kiviaineksia ja jotka sallivat paikallisten heikompien materiaalien käytön
Tarve säästää energiaa (rak + kp)	-	-	- -	-	+	-	+	- olettaen, että bitumilla on potentiaalinen energia-arvo
Riski epätyytyväisestä rakennustyön laadusta	x)	x)	x)	-	-	x)	- -	- tämä tekijä kuvaa herkkyyttä työn laadulle. Betoni vaatii parempaa teknistä osaamista ja hyvää laadunvalvontaa x) kaikki rakennetyypit edellyt- tävät hyvää työn laatua. Miinusmerkillä on varustettu vain ne rakennetyypit, joille virheet ovat peruuttamattomia.

C 2 SUOSITUKSET

Jatkotoimenpiteiden suunnittelua ja sementin ominaisuuksien hyödyntämistä silmälläpitäen esitetään seuraavat raportin tekijän suositukset.

- sementin käyttöä koskevat asiat nivelletään osaksi valtakunnallista päällystepolitiikkaa, kuva C-1. On huomattava, että kuvassa esitettyä tutkimus-, koulutus- ja ohjeiden laatimistoimintaa tehdään bitumilla sidotuista rakenteista kaiken aikaa. Senjälkeen, kun toiminta on saatu myös sementillä sitomisen osalta käyntiin, se tulee sulauttaa normaaliksi osaksi tierakentamisen käytäntöä
- sementillä sidottuja rakenteita koskevia perusteellisia koulutusohjelmia toteutetaan korkeakoulujen ja teknillisten oppilaitosten yhteydessä erilaisille avainryhmille ja opiskelijoille
- eri osapuolten yhteistyönä selvitetään mahdollisuudet betonitieohjelman aikaansaamiseksi. Vähimmäisjatkuvuus edellyttäisi n. 8-10 km betonipäällysteosuuksien rakentamista vuosittain ensi vaiheessa esim. 5 vuoden ajan. Betonitieohjelmaan valitaan uusien moottoritie- ja päätieosuuksien lisäksi myös nykyisiä asfalttipäällysteisiä tieosuuksia kaupunkiseutujen raskaasti liikennöidyiltä pääteiltä ja -kaduilta.
- alkuvaiheessa betonipäällysteiden laadusta varmistutaan käyttämällä ulkomaista kalustoa ja ammattitaitoa
- betonipäällysteen rakentamis- ja kunnossapito-ohje laaditaan eri osapuolten yhteistyönä
- maabetoniratkaisut (=sekarakenteet) tutkitaan täysipainoisesti ASTO-projektin yhteydessä
- tie- ja vesirakennushallituksessa laaditaan ohjeet sidottujen kantavien kerrosten käytöstä ja suunnittelusta

-tutkimus- ja kehitystoimintaa jatketaan. Raportin yhteenveto-osissa on esitetty kehittämistarpeita. Näiden ohella kiinnitettäneen huomiota ainakin moreenitutkimusten jatkamiseen, kaksikerrostekniikan kokeilemiseen betonipäällysteen rakentamisessa sekä asfaltilla pinnoitetun betonipäällystetyypin tutkimiseen.



KUVA C-1. Betonipäällysteen ja maa-betonin käytön niveltäminen päällyste-politiikkaan

LYHENTEITÄ

LYHENTEITÄ - ABBREVIATIONS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (formerly AASHO) (Tiealan normitus- ja tutkimustoimintaa harjoittava järjestö Yhdysvalloissa)
ACI	American Concrete Institute
ACPA	American Concrete Pavements Association - tunnettu materiaalin tuottajien ja urakoitsijoiden yhteinen organisaatio, joka harjoittaa koulutus-, tutkimus- ja julkaisutoimintaa koko Yhdysvaltojen alueella, pääkonttori Arlington Heights, (Chicago), asiamiehiä eri osavaltioissa
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
ASTO	Asfalttipäällysteiden tutkimusohjelma - vuonna 1986 käynnistetty 5-vuotinen laaja tutkimusohjelma suomalaisten asfalttipäällysteiden kulutuskestävyyden parantamiseksi
BAST	Bundesanstalt fuer Strassen-Wesen - Länsi-Saksan liittovaltion tietutkimuslaitos Bergisch Gladbach'ssa Kölnin lähellä
CBI	Cement och Betonginstitut - Tukholman yliopiston yhteydessä toimiva, teollisuuden rahoittama tutkimuslaitos
C&CA	Cement and Concrete Association - tutkimus- ja koulutustoimintaa harjoittava sementin tuottajien organisaatio Englannissa
CEMBUREAU	- sementin tuottajien yhteiseurooppalainen organisaatio, joka harjoittaa tutkimus- ja julkaisutoimintaa (Pariisi)
(C) CP	(Cement) Concrete Pavement - betonipäällyste
-PC (am)	- Plain Concrete Pavement
(URC)(engl)	- raudoittamaton betonipäällyste
-PD	'Plain Dowelled' - saumateräksin varustettu betonipäällyste
-RD	'Reinforced, dowelled' - halkeamaraudoitettu betonipäällyste
-CRC (P)	'Continuously reinforced' - jatkuvasti raudoitettu betonipäällyste

CRREL	US. ARMY Cold Regions Research and Engineering laboratory - tunnettu kylmien alueitten rakennustoimintaa tutkiva armeijan laboratorio, Hanover'issa (N.H.), Yhdysvalloissa
CTGM (eur)	Cement Treated Granular Material (Cement treated base)
(CTB) (am)	- maabetoni
FHWA	Federal Highway Administration - Yhdysvaltojen tiehallinnon keskusvirasto Washingtonissa, aluetoimistoja muutamissa osavaltioissa.
IRF	International Road Federation -kansallisten tieyhdistysten yhteisjärjestö, joka muun ohella järjestää säännöllisesti kansainvälisiä tie kongresseja (joka neljäs vuosi)
IRRD	International Road Research Data - kansainvälinen tiealan tietopankki
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Ranskan valtiollinen tietutkimuslaitos, pääkonttori Pariisissa
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
PANK ry	Päällystealan Neuvottelukunta Suomessa - toimeksiantajana mm. ASTO-projektissa
PCA	Portland Cement Association - tunnettu sementin tuottajien organisaatio, joka harjoittaa tutkimus- ja koulutustoimintaa ja julkaisee ohjeita. Laboratorio ja pääkonttori Skokie'ssa Chicagossa ja asiamiehiä läntisissä osavaltioissa
PIARC	Permanent International Association of Road Congresses - kansallisten osastojen yhteenliittymä, joka muun ohella järjestää tiealan maailman kongressin joka neljäs vuosi
PSI	Pavement Serviceability Index 4-5 very good erittäin hyvä 3-4 good hyvä 2-3 fair kohtalainen 1-2 poor huono 0-1 very poor erittäin huono
PSR	Present Serviceability Rating - käytetään vastaavasti kuin PSI
PTL - NVF	Pohjoismaiden Tieteknillinen Liitto - Nordiska Vägtek-niska Förbund - pohjoismaiden tiealan yhteisjärjestö, joka harjoittaa osastoittain tutkimus- ja julkaisutoimintaa ja järjestää kongresseja

4-R-program	Resurficing - Repair - Rehabilitation - Reconstruction - Yhdysvalloissa käynnistetty kampanja rappeutuvien päällysteiden pelastamiseksi
RCC (P)	Roller Compacted Concrete Pavement - jyräbetoni
SC	Soil-Cement - sementtistabilointi
SHRP	Strategic Highway Research Project - 1987 alkanut 5-vuotinen suuri tietutkimusprojekti
State DoT	State Department of Transportation - Osavaltion tievirasto kussakin Yhdysvaltojen osavaltiossa
TRB	Transportation Research Board - tiealan koulutusta ja julkaisutoimintaa harjoittava organisaatio Yhdysvalloissa (TRB Records, TRB Annual conference)
TRRL	Transport and Road Research Laboratory - Englannin valtion tietutkimuslaitos CROWTHORNE'ssa
US Army Corps of Engineers	- tutkimus- ja julkaisutoimintaa harjoittava insinööriyhdistys Yhdysvalloissa
VTI	Statens Vägtekniska Institutet - Ruotsin valtion tietutkimuslaitos Linköpingissä
VTT	Valtion Teknillinen Tutkimuslaitos (Suomi)

ISBN 951-47-1603-5

GRAFIA OY, TURKU 1988